

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**MODELOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL EM VIGAS DE
CONCRETO ARMADO**

Leonardo Polmann

ORIENTADOR: Prof. Jano d'Araujo Coelho, Dr.

Florianópolis
2016

Leonardo Polmann

MODELOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Trabalho de conclusão de curso
apresentado ao departamento de
engenharia civil da Universidade
Federal de Santa Catarina como
requisito parcial para obtenção do
diploma de graduação em engenharia
civil.

Orientador: Prof. Jano d'Araujo
Coelho, Dr.

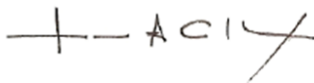
Florianópolis
2016

MODELOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Leonardo Polmann

Este trabalho foi julgado adequado para a obtenção do diploma de graduação em engenharia civil junto à Universidade Federal de Santa Catarina.

Apresentado para a banca examinadora composta pelos professores:



Prof. Jano d'Araujo Coelho, Dr.
Orientador

Prof. Daniel Domingues Loriggio, Dr.
Coorientador

Profa. Patricia De Oliveira Faria, PhD.
Banca Examinadora

Florianópolis, Novembro de 2016.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à minha família por todo o apoio, principalmente a minha mãe por sempre me ajudar nos momentos difíceis, aos meus avós, Tereza e Reinaldo, por sempre estar do meu lado ajudando em tudo, ao meu pai pelo apoio financeiro e tudo mais, aos meus irmãos e tios, obrigado por tudo.

Um agradecimento especial aos meus colegas e amigos em Florianópolis, aos meus companheiros de apartamento Lucas, Marcinho, Leo e Henver pelas risadas e aos “rats” por tudo que passamos nestes cinco anos, valeu pessoal.

Também quero agradecer aos meus professores e orientadores por todo o ensinamento passado.

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo principal comparar modelos de análise estrutural em vigas em dois exemplos de edifícios em concreto armado. Os modelos adotados para comparação são os de vigas contínuas, pórtico simplificado, grelha somente de vigas, grelha de vigas e lajes, pórtico plano, pórtico espacial sem lajes e pórtico espacial com lajes, em que o parâmetro de comparação será o número referente ao momento fletor de cálculo nos apoios e nos vãos das vigas, estes modelos serão desenvolvidos no software SAP2000. O exemplo 1 terá seis pavimentos tipo e será desenvolvido pelo autor, para este exemplo será feita a concepção estrutural, obtenção dos carregamentos, sendo que as reações de apoio das lajes serão aproximadas por tabelas de cálculo, em seguida pré-dimensionamento dos pilares, análise de estabilidade global e comparação dos momentos fletores de cálculo nas vigas. Já o exemplo 2 terá dois pavimentos tipo, e trata-se de um projeto desenvolvido no software Eberick que foi para execução em obra, ou seja, não será feita a concepção estrutural e pré-dimensionamento dos elementos, somente a obtenção dos carregamentos, análise de estabilidade global e comparação dos momentos fletores de cálculo nas vigas.

Palavras chave: análise estrutural, modelos estruturais, estabilidade global, concepção estrutural, pré-dimensionamento.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	OBJETIVOS	14
1.1.1	Objetivo Geral	14
1.1.2	Objetivos Específicos	14
1.2	JUSTIFICATIVA	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1	CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES DO CONCRETO.....	16
2.1.1	Massa específica.....	16
2.1.2	Resistência à compressão	16
2.1.2.1	Resistência característica do concreto à compressão.....	16
2.1.3	Resistência à tração	17
2.1.4	Módulo de elasticidade.....	18
2.1.5	Diagramas tensão-deformação	19
2.1.6	Módulo de elasticidade transversal e coeficiente de Poisson.....	21
2.2	CARACTERÍSTICAS DO AÇO PARA AMADURA PASSIVA	21
2.2.1	Categoria	21
2.3	MÉTODO DE CÁLCULO DOS ESTADOS LIMITES	22
2.3.1	Valores de cálculo das resistências.....	22
2.3.2	Estados limites.....	23
2.3.2.1	Estados-limites últimos (ELU).....	23
2.3.2.2	Estados-limites de serviço (ELS)	24
2.4	AÇÕES.....	24
2.4.1	Ações permanentes.....	24
2.4.2	Ações Variáveis.....	26
2.4.2.1	Ações variáveis diretas.....	26
2.4.2.1.1	Cargas acidentais previstas para o uso da construção	26
2.4.2.1.2	Ação do vento	28
2.4.3	Valores das Ações	36
2.4.4	Combinações de ações.....	38
2.5	DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	40
2.6	INSTABILIDADE E EFEITOS DE 2ª ORDEM	42
2.6.1	Estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis.....	43
2.6.2	Parâmetro de instabilidade α	43
2.6.3	Coeficiente γ_z	44
2.6.3.1	Não linearidade física aproximada	45
2.6.4	Análise de estruturas de nós fixos	45
2.6.5	Análise de estruturas de nós móveis.....	45
3	METODOLOGIA DE TRABALHO	45
3.1	ESTUDO DE CASO	45

3.2	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	46
3.2.1	Pré-dimensionamento	47
3.2.1.1	Pré-dimensionamento das lajes	47
3.2.1.2	Pré-dimensionamento das vigas	48
3.2.1.3	Pré-dimensionamento dos pilares	48
3.3	MODELO ESTRUTURAL	49
3.3.1	Vigas contínuas	50
3.3.2	Vigas + Pilares (Pórtico H)	51
3.3.3	Grelha somente de vigas	52
3.3.4	Grelha de vigas e lajes	52
3.3.5	Pórtico plano	53
3.3.6	Pórtico espacial sem lajes	54
3.3.7	Pórtico espacial com lajes	54
3.4	EFEITOS CONSTRUTIVOS	55
3.5	TRECHOS RÍGIDOS	56
3.6	CARREGAMENTOS	56
3.6.1	Reações de apoio	56
3.7	COMBINAÇÃO DE CÁLCULO	57
3.8	SAP2000	57
4	CONSTRUÇÃO DOS EXEMPLOS	58
4.1	EXEMPLO 1	58
4.1.1	Carregamentos	59
4.1.2	Pré-dimensionamento	61
4.1.3	Modelos e configurações no SAP2000	65
4.1.3.1	Vigas contínuas	65
4.1.3.2	Pórtico H	67
4.1.3.3	Grelha somente de vigas	67
4.1.3.4	Grelha com lajes	69
4.1.3.5	Pórtico plano	69
4.1.3.6	Pórtico espacial s/ lajes	71
4.1.3.7	Pórtico espacial com lajes	74
4.2	EXEMPLO 2	75
4.2.1	Carregamentos	77
4.2.2	Configurações no SAP2000	82
5	RESULTADOS	82
5.1	EXEMPLO 1	82
5.1.1	Análise de estabilidade global	82
5.1.2	Análise das vigas	86
5.2	EXEMPLO 2	91
5.2.1	Análise de estabilidade global	91
5.2.1.1	Parâmetro de instabilidade α	91

5.2.1.2	Coefficiente gama-z	92
5.2.2	Análise das vigas	94
6	CONCLUSÕES.....	97
7	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	97
	REFERÊNCIAS	98
	ANEXOS.....	100
	ANEXO A – TABELAS DE REAÇÕES DE APOIO EM LAJES COM CARGA UNIFORME	101

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Curva de Gauss para resistência à compressão do concreto (PINHEIRO; LIBÂNIO M. 2010).....	17
Figura 2.2 - Diagrama tensão-deformação idealizado (Figura 8.2 da ABNT NBR 6118:2014).....	20
Figura 2.3 - Diagrama tensão-deformação bilinear de tração (Figura 8.3 da ABNT NBR 6118:2014).....	21
Figura 2.4 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas (Figura 8.4 da ABNT NBR 6118:2014).....	22
Figura 2.5 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) (Figura 1 da ABNT NBR 6123:1988).....	30
Figura 2.6 - Fator topográfico S_1 (z) (Figura 2 da ABNT NBR 6123:1988).....	32
Figura 2.7 - Coeficiente de Arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência (Figura 4 da ABNT NBR 6123:1988).....	36
Figura 3.1 - Áreas de influência dos pilares (BACARJI, 1993).....	48
Figura 3.2 - Modelo estrutural (KIMURA, 2007).....	50
Figura 3.3 - Modelo de vigas contínuas (KIMURA, 2007)	51
Figura 3.4 - Vigas + Pilares (ABNT NBR 6118:2014).....	51
Figura 3.5 - Grelha sem vigas (KIMURA, 2007)	52
Figura 3.6 - Grelha de vigas e lajes (KIMURA, 2007).....	53
Figura 3.7 - Modelo de pórtico plano (KIMURA, 2007).....	54
Figura 3.8 - Modelo de pórtico espacial (KIMURA, 2007).....	54
Figura 3.9 - Pórtico espacial com lajes (KIMURA, 2007).....	55
Figura 3.10 - Momento positivo no apoio gerado por deformação do pilar (KIMURA, 2007)	55
Figura 3.11 - Modelo Genérico de estrutura no SAP2000 (Disponível em < http://www.csiportugal.com/about >)	58
Figura 4.1 - Projeto arquitetônico do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)	59
Figura 4.2 - Carregamentos de alvenaria e reações das lajes no pavimento tipo em kN/m com valores característicos do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)	60
Figura 4.3 - Áreas de influência dos pilares do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor).....	62
Figura 4.4 - Planta de formas do pavimento tipo do exemplo 1, dimensões em metros (Desenvolvido pelo autor).....	64
Figura 4.5 - Momentos nas extremidades da V5 do exemplo 1 adotando esgatamento perfeito (Desenvolvido pelo autor)	65
Figura 4.6 - Carregamentos nas vigas em kN/m com valores característicos do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor).....	66
Figura 4.7 - Viga contínua modelada no SAP2000 (Desenvolvido pelo autor)	67
Figura 4.8 - Representação dos pilares no modelo (Adaptado de ABNT NBR 6118:2014).....	67
Figura 4.9 - Modelagem no SAP2000 (Desenvolvido pelo autor).....	67

Figura 4.10 - Redução da rigidez a torção nas vigas no SAP2000	68
Figura 4.11 – Grelha sem lajes do exemplo 1 no SAP2000 (Desenvolvido pelo autor).....	68
Figura 4.12 - Grelha com lajes do exemplo 1 modelada no SAP2000 (Desenvolvido pelo autor)	69
Figura 4.13 - Reações de apoio da viga V6 do exemplo 1(Desenvolvido pelo autor).....	69
Figura 4.14 - Reações de apoio dos pórticos transversais no longitudinal do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor).....	70
Figura 4.15 - Pórticos planos associados do exemplo 1 na direção X (Desenvolvido pelo autor)	71
Figura 4.16 - Restrições adotadas nos pilares (SAP2000)	71
Figura 4.17 - Propriedades do material "Seda" (SAP2000)	72
Figura 4.18 - Carregamentos de vento nas "lajes de seda" do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)	72
Figura 4.19 - Carregamento de vento concentrado nos nós com valores característicos na direção Y do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)	73
Figura 4.20 - Eixos locais das vigas do exemplo 1 (SAP2000)	73
Figura 4.21 - Modificação nas propriedades das vigas no modelo de pórtico espacial sem lajes (SAP2000).....	74
Figura 4.22 - Pórtico espacial do exemplo 1 modelado no SAP2000 (Desenvolvido pelo autor)	74
Figura 4.23 - Pórtico espacial com lajes do exemplo 1 modelado no SAP2000 (Desenvolvido pelo autor)	75
Figura 4.24 - Projeto arquitetônico do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor) ...	76
Figura 4.25 - Forma do pavimento tipo do exemplo 2, dimensões em centímetros (Desenvolvido no software Eberick)	77
Figura 4.26 - Carregamento de alvenaria + reações das lajes com valores característicos do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)	78
Figura 4.27 - Dimensões da grelha do pavimento tipo do exemplo 2 em centímetros (Desenvolvido pelo autor)	79
Figura 4.28 - Carregamentos nas vigas do exemplo 2 em kN e metros, sem peso próprio com valores característicos (Desenvolvido pelo autor)	81
Figura 4.29 - Pórtico espacial com lajes do exemplo 2 no SAP2000 (Desenvolvido pelo autor)	82
Figura 5.1 - Deformada na direção X do exemplo 1 em metros 100x - Pórtico plano associado (Desenvolvido pelo autor)	83
Figura 5.2 - Deformada na direção Y do exemplo 1 em metros 100x - Pórtico plano associado (Desenvolvido pelo autor)	83
Figura 5.3 - Deformada na direção X do exemplo 1 em metros 100x -Pórtico espacial (Desenvolvido pelo autor).....	84
Figura 5.4 - Deformada na direção Y do exemplo 1 em metros 100x - Pórtico espacial (Desenvolvido pelo autor).....	84
Figura 5.5 - Momentos solicitantes na viga V1=V2 do Exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)	86

Figura 5.6 - Momentos solicitantes na viga V3 do Exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor).....	88
Figura 5.7 - Momentos solicitantes na viga V6=V12 do Exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)	89
Figura 5.8 - Momentos solicitantes na viga V8 do Exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor).....	90
Figura 5.9 - Momentos solicitantes na viga V13=V14 do Exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)	91
Figura 5.10 - Deformada do pórtico na direção Y 100x em metros do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)	92
Figura 5.11 - Deformada do pórtico na direção X 100x em metros do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)	93
Figura 5.12 - Momentos solicitantes na viga V1 do Exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor).....	94
Figura 5.13 - Momentos solicitantes na viga V4 do Exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor).....	95
Figura 5.14 - Momentos solicitantes na viga V9 do Exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor).....	95
Figura 5.15 - Momentos solicitantes na viga V13 do Exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor).....	96

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando uso de granito como agregado graúdo) (Tabela 8.1 da ABNT NBR 6118:2014).....	19
Tabela 2.2 - Propriedades mecânicas dos aços (Adaptado de CHUST & FIGUEIREDO, 2015).....	21
Tabela 2.3 - Peso específico dos materiais de construção (Tabela 1 da ABNT NBR 6120:1980).....	25
Tabela 2.4 - Valores mínimos de cargas verticais (Tabela 2 da ABNT NBR 6120:1980).....	27
Tabela 2.5 – Parâmetros meteorológicos (Tabela 1 da ABNT NBR 6123:1988).....	34
Tabela 2.6 - Valores mínimos do fator estatístico S3 (Tabela 3 da ABNT NBR 6123:1988).....	35
Tabela 2.7 - Valores do coeficiente adicional Y_n para pilares e pilares-parede (Tabela 13.1 da ABNT NBR 6118:2014).....	37
Tabela 2.8 – Coeficiente $\gamma f_1, \gamma f_3$ (Tabela 11.1 da ABNT NBR 6118:2014).....	37
Tabela 2.9 - Coeficiente γf_2 (Tabela 11.2 da ABNT NBR 6118:2014).....	38
Tabela 2.10 - Combinações ultimas (Tabela 11.3 da ABNT NBR 6118:2014).....	39
Tabela 2.11- Classes de agressividade ambiental (Tabela 6.1 da ABNT NBR 6118:2014).....	41
Tabela 2.12 - Correspondência entre CAA e qualidade do concreto (Tabela 7.1 da ABNT NBR 6118:2014).....	41
Tabela 2.13 - Correspondência entre CAA e o cobrimento nominal para $\Delta c=10\text{mm}$ (Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118:2014).....	42
Tabela 3.1 - Valores do coeficiente α	49
Tabela 4.1 - Carregamentos e reações de apoio das lajes com valores característicos do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor).....	59
Tabela 4.2 - Carregamentos de vento com valores característicos na direção X do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor).....	61
Tabela 4.3 - Carregamentos de vento com valores característicos na direção Y do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor).....	61
Tabela 4.4 - Pré-dimensionamento dos pilares do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor).....	62
Tabela 4.5 - Cálculo dos momentos simplificados do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor).....	65
Tabela 4.6 - Rígidezes dos pilares do exemplo 1(Desenvolvido pelo autor).....	68
Tabela 4.7 - Reações de apoio das lajes nas vigas do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor).....	78
Tabela 4.8 - Cálculo de Vento na direção X do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor).....	80
Tabela 4.9 - Cálculo de Vento na direção Y do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor).....	80

Tabela 4.10 - Cálculos dos momentos simplificados das vigas do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)	80
Tabela 4.11 - Rigidezes dos pilares do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor) ..	82
Tabela 5.1 - Deslocamentos Eixo X do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor) ..	85
Tabela 5.2 - Deslocamentos Eixo Y do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor) ..	85
Tabela 5.3 - Resultados do coeficiente Gama-Z do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor).....	85
Tabela 5.4 - Deslocamentos no eixo X do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)	93
Tabela 5.5 - Deslocamentos no eixo Y do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)	93
Tabela 5.6 - Resultados do gama-z do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor) ...	94

1 INTRODUÇÃO

A análise estrutural consiste na obtenção e avaliação dos deslocamentos e esforços internos em elementos estruturais submetidos a determinados carregamentos, os resultados fornecidos nesta análise são posteriormente usados no dimensionamento destes elementos de modo a fornecer durabilidade e segurança às estruturas. Para realizar esta análise, são usados modelos de cálculos matemáticos que simplificam o comportamento da estrutura.

Os modelos computacionais surgiram para facilitar a etapa de análise estrutural, porém, não excluem o trabalho do engenheiro de estruturas. O software irá processar a estrutura com base em algoritmos pré-configurados em seu banco de dados, porém, cabe ao engenheiro determinar todas as configurações da estrutura, necessitando fornecer as corretas considerações de interação solo-estrutura, rigidezes dos elementos, rigidezes das ligações, além de toda a concepção estrutural.

Após a obtenção dos resultados da análise estrutural, ainda é necessário validar os resultados. No uso de modelos complexos, como o modelo de elementos finitos, é necessário saber qual modelo simplificado pode ser usado na validação, dependendo da concepção estrutural adotada, ou seja, cada modelo estrutural tem suas limitações.

A etapa de análise estrutural é considerada a mais importante no projeto de estruturas, porém, com as facilidades oferecidas por ferramentas computacionais, esta etapa não é tratada com a devida atenção.

1.1 Objetivos

Os objetivos do presente trabalho estão classificados em geral e específicos, e são descritos a seguir.

1.1.1 Objetivo Geral

Verificação de estabilidade global e análise estrutural comparativa nas vigas de dois exemplos de edifícios em concreto armado.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Concepção e pré-dimensionamento dos elementos estruturais de um edifício de seis pavimentos;
- Análise de estabilidade global em dois exemplos de edifícios em concreto armado através de métodos descritos na ABNT NBR 6118:2014 e deslocamentos obtidos através do software SAP 2000;
- Análise estrutural comparativa das vigas dos edifícios.

1.2 Justificativa

O concreto armado é um dos materiais mais utilizados no mundo, devido a suas vantagens, algumas delas são:

- Boa resistência a grande parte das solicitações.
- Adapta-se a variadas formas devido a sua trabalhabilidade, facilitando o projeto.
- Obtenção de estruturas monolíticas.
- Baixo custo dos materiais componentes.
- Baixo custo da mão de obra, pois não exige profissionais com alto nível de qualificação.
- Comporta-se bem ao incêndio, desde que bem projetado para essa situação.
- É durável.

E as desvantagens são pequenas em relação às vantagens de uso, algumas delas são:

- Peso próprio elevado.
- Reformas e adaptações de difícil execução.
- É necessário sistema de formas e escoramentos.
- Baixa resistência à tração.
- Retração.

Com o decorrer dos anos a construção civil foi evoluindo e de estruturas robustas passamos a estruturas cada vez mais esbeltas, devido a isso a análise estrutural se torna cada vez mais importante, surgem então modelos de cálculos cada vez mais próximos das estruturas reais, entre eles estão os modelos computacionais que apesar de facilitar os cálculos, não excluem o trabalho do engenheiro, pois é de fundamental importância o domínio do conhecimento na área para se operar modelos em computadores. Com essas estruturas mais esbeltas surgem também a preocupação com a ação do vento, com base nisso desenvolveremos o presente trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Características e propriedades do concreto

2.1.1 Massa específica

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 nas situações em que não se dispõe da massa específica real do concreto, para efeito de cálculo, pode-se usar para o concreto simples 2400 kg/m^3 e para o concreto armado, 2500 kg/m^3 .

2.1.2 Resistência à compressão

A principal característica do concreto é sua resistência à compressão, determinada através de ensaio padronizado de compressão centrada em corpos de prova cilíndricos, com diâmetro da base de 15 cm e altura de 30 cm, e também em corpos de prova de com base de 10 cm e altura de 20 cm, após 28 dias. A moldagem é realizada de acordo com a ABNT NBR 5738:2003, e o ensaio deve ser feito de acordo com a ABNT NBR 5739:2007 (CHUST & FIGUEIREDO, 2015). A partir dos resultados de ensaio é determinado o f_{cj} do corpo de prova através da equação:

$$f_{cj} = \frac{N_{rup}}{A} \quad (2.1)$$

Em que:

f_{cj} – resistência à compressão do corpo de prova de concreto na idade de (j) dias;

N_{rup} – carga de ruptura do corpo de prova;

A – área da seção transversal do corpo de prova;

2.1.2.1 Resistência característica do concreto à compressão

A partir de um número muito grande de ensaios de resistência a compressão do concreto, pode ser construído um gráfico com os valores de f_c versus a quantidade de corpos de prova desse f_c , essa curva é chamada de curva estatística de Gauss (**Figura 2.1**) ou curva de distribuição normal para a resistência a compressão do concreto (PINHEIRO; LIBÂNIO M., 2010).

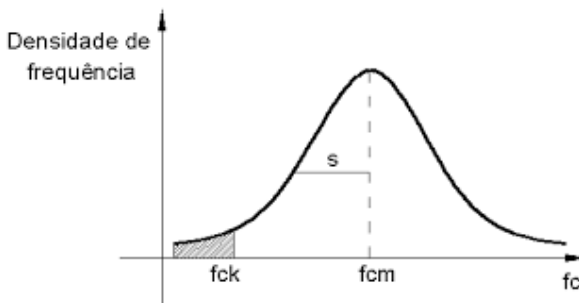


Figura 2.1 - Curva de Gauss para resistência à compressão do concreto (PINHEIRO; LIBÂNIO M. 2010)

Através dessa curva pode-se extrair dois valores de fundamental importância: f_{cm} – resistência média à compressão dos ensaios e f_{ck} – resistência característica do concreto a compressão.

Define-se então a resistência característica do concreto a compressão (f_{ck}) como um valor que representa um grau de confiabilidade de 95%, ou seja, uma probabilidade de ser ultrapassado no sentido desfavorável de 5% (CHUST & FIGUEIREDO, 2015). Dado pela fórmula:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,645 \cdot s \quad (2.2)$$

Em que f_{cm} é a resistência média e s é expresso por:

$$s = f_{cm} \cdot \delta \quad (2.3)$$

Em que δ é o coeficiente de variação, expresso por:

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{f_{cj} - f_{cm}}{f_{cm}} \right)^2} \quad (2.4)$$

2.1.3 Resistência à tração

A resistência a tração do concreto é definida através de ensaios em corpos de provas, sendo o mais comum no Brasil o ensaio de compressão diametral. O valor de resistência a tração do concreto está relacionado à capacidade resistente da peça quando sujeita a esforços cortantes e tem relação direta com a fissuração, devido a isto se faz necessário conhecê-la (CHUST & FIGUEIREDO, 2015).

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, na falta de ensaios para obtenção da resistência a tração, o valor pode ser avaliado por meio das seguintes equações:

$$f_{ctk, inf} = 0,7 \cdot f_{ct, m} \quad (2.5)$$

$$f_{ctk, sup} = 1,3 \cdot f_{ct, m} \quad (2.6)$$

Para concretos de classes até C50 (mais usuais):

$$f_{ct, m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (2.7)$$

Onde:

$f_{ct, m}$ e f_{ck} são expressos em megapascal (Mpa)

2.1.4 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é uma grandeza mecânica que mede a rigidez de um sólido, seu valor é definido pela tangente do ângulo da curva do gráfico tensão-deformação do material. Para o concreto, ele é obtido através do ensaio de compressão do corpo de prova cilíndrico (CHUST & FIGUEIREDO, 2015).

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 quando não forem realizados ensaios pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) usando as expressões a seguir:

Para f_{ck} de 20Mpa a 50 Mpa:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (2.8)$$

Sendo:

$$\alpha_E = 1,2 \text{ para basalto e diabásio}$$

$$\alpha_E = 1,0 \text{ para granito e gnaiss}$$

$$\alpha_E = 0,9 \text{ para calcário}$$

$$\alpha_E = 0,7 \text{ para arenito}$$

Onde:

E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal (Mpa)

E o módulo de elasticidade secante pode ser estimado através da seguinte expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (2.9)$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (2.10)$$

A NBR 6118:2014 fornece uma tabela de valores estimados arredondados que podem ser usados para projeto estrutural:

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Tabela 2.1 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando uso de granito como agregado graúdo) (Tabela 8.1 da ABNT NBR 6118:2014)

Na modelagem dos exemplos deste trabalho será usado classe C25 para o concreto.

2.1.5 Diagramas tensão-deformação

Segundo a ANBT NBR 6118:2014 para análises nos estados-limites últimos pode ser usado um diagrama tensão-deformação idealizado mostrado na figura a seguir:

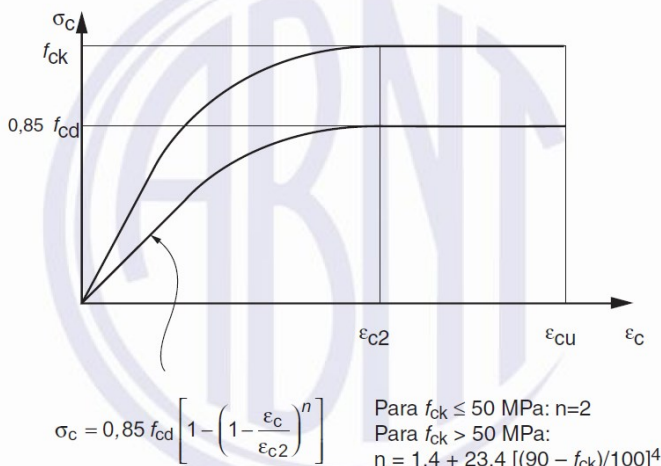


Figura 2.2 - Diagrama tensão-deformação idealizado (Figura 8.2 da ABNT NBR 6118:2014)

Onde:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$$

Em que:

ε_{c2} – deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico;

ε_{cu} – deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura;

E para o concreto fissurado, pode ser adotado o diagrama tensão-deformação bilinear de tração, mostrado na figura a seguir:

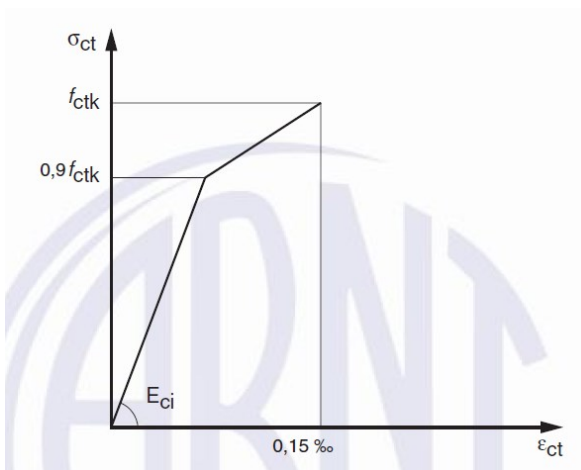


Figura 2.3 - Diagrama tensão-deformação bilinear de tração (Figura 8.3 da ABNT NBR 6118:2014)

2.1.6 Módulo de elasticidade transversal e coeficiente de Poisson

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 em elementos sujeitos a tensão de tração menores que $0,5 f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente de Poisson ν pode ser tomado como igual a 0,2 e o módulo de elasticidade transversal G_c igual a $E_{cs}/2,4$.

2.2 Características do Aço para amadura passiva

2.2.1 Categoria

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 para projetos de estruturas de concreto armado o aço a ser utilizado deve estar de acordo com a classificação da ABNT NBR 7480, nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60.

A tabela 2.2 contém algumas propriedades dos aços:

Aço	f_{yk} (Mpa)	f_{yd} (Mpa)	ϵ_{yd} (%)
CA25	250	217	0,104
CA50	500	435	0,207
CA60	600	522	0,248

Tabela 2.2 - Propriedades mecânicas dos aços (Adaptado de CHUST & FIGUEIREDO, 2015)

Onde:

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} - \text{deformação específica de cálculo.} \quad (2.11)$$

Em que:

- E_s – módulo de elasticidade do aço, admitido igual a 210.000 Mpa;
- f_{yd} – tensão de escoamento de cálculo do aço, igual a $f_{yk}/1,15$;
- f_{yk} – resistência característica do aço a tração.

A ABNT NBR 6118:2014 ainda prevê que para o cálculo nos estados-limite de serviço e ultimo, pode ser utilizado o diagrama simplificado mostrado na Figura 2.4, para aços com ou sem patamar de escoamento.

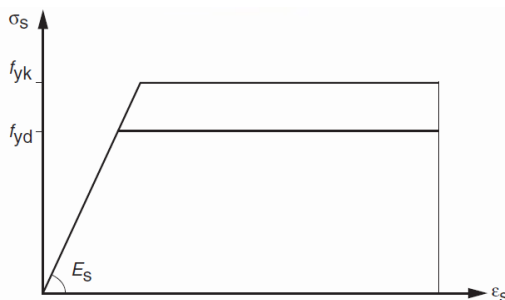


Figura 2.4 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas (Figura 8.4 da ABNT NBR 6118:2014)

2.3 Método de Cálculo dos Estados Limites

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 a segurança de uma estrutura ao estado limite é garantida pela seguinte expressão:

$$Rd \geq Sd$$

Em que:

- Rd – Resistências de Cálculo
- Sd – Solicitações de Cálculo

2.3.1 Valores de cálculo das resistências

Segundo o item 12.3.1 da ABNT NBR 6118:2014, os valores de cálculo das resistências são obtidos a partir das resistências características inferiores f_k , por meio da expressão:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (2.12)$$

Em que γ_m é o coeficiente de ponderação das resistências, definido no item 12.4 da norma.

Para situações em geral, os valores de cálculo para o concreto e aço no estado limite último, são:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

2.3.2 Estados limites

Uma estrutura deve ser projetada de modo a atender requisitos de segurança quanto ao uso da estrutura e à ruína. Esta segurança está condicionada a verificação dos estados limites, que são situações onde a estrutura apresenta desempenho inadequado a finalidade da construção. Os estados limites são classificados em estados limites últimos ou de ruína e estados limites de serviço (LIBÂNIO M. PINHEIRO, 2003).

2.3.2.1 Estados-limites últimos (ELU)

Está relacionado ao colapso total ou parcial da estrutura ou qualquer outra forma de ruína que determine a paralização do uso da estrutura (CHUST & FIGUEIREDO, 2015). Segundo a ABNT NBR 6118:2014 a segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados-limites últimos:

- a) Perda de equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais;
- c) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando o efeito de segunda ordem;
- d) Solicitações dinâmicas;
- e) Colapso progressivo;
- f) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando a exposição ao fogo, conforme ABNT NBR 15200;
- g) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;
- h) Outros casos eventuais que possam ocorrer.

2.3.2.2 Estados-limites de serviço (ELS)

Os estados limites de serviço estão ligados à durabilidade, à aparência, e o conforto do usuário, a segurança ao estado limite de serviço é verificada através dos seguintes itens definidos no item 3.2 da ABNT NBR 6118:2014:

- a) Formação de fissuras (ELS-F): estado em que inicia a formação de fissuras;
- b) Abertura de fissuras (ELS-W): as fissuras apresentam aberturas iguais aos valores máximos especificados no item 13.4.2 da norma;
- c) Deformação excessiva (ELS-DEF): estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para utilização da estrutura, definidos no item 13.3 da norma;
- d) Vibrações excessivas (ELS-VE): estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos no item 23.3 da norma.

2.4 Ações

As ações que atuam em uma estrutura são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais.

2.4.1 Ações permanentes

As ações permanentes são as solicitações que ocorrem praticamente em toda a vida da estrutura, são classificadas em ações permanentes diretas e ações permanentes indiretas:

- a) Ações permanentes diretas: peso próprio da estrutura, peso de elementos construtivos (paredes, pisos, revestimentos, etc.)
- b) Ações permanentes indiretas: deformações impostas por retração e fluência do concreto, recalques de apoio, imperfeições geométricas e protensão.

O peso próprio da estrutura deve ser avaliado conforme item 2.1.1 deste material ou 8.2.2 da norma.

As massas específicas dos materiais de construção podem ser avaliadas conforme tabela 2.3 a seguir:

Materiais		Peso específico aparente (kN/m³)
1 Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e calcáreo	28
2 Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcáreos	20
3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
4 Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriuva, ipê róseo	10
5 Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72
6 Materiais diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro plano	26

Tabela 2.3 - Peso específico dos materiais de construção (Tabela 1 da ABNT NBR 6120:1980).

2.4.2 Ações Variáveis

São classificadas em diretas e indiretas.

2.4.2.1 Ações variáveis diretas

São constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água.

2.4.2.1.1 Cargas acidentais previstas para o uso da construção

As cargas acidentais correspondem a:

- cargas verticais de uso da construção;
- cargas móveis, considerando o impacto vertical;
- impacto lateral;
- força longitudinal de frenação ou aceleração;
- força centrífuga.

Para este trabalho só nos interessa as cargas verticais de uso da construção, dispostas na tabela 2.4.

		Unid.: kN/m ²
	Local	Carga
1 Arquibancadas		4
2 Baloões	Mesma carga da peça com a qual se comunicam e as previstas em 2.2.1.5	-
3 Bancos	Escritórios e banheiros Salas de diretoria e de gerência	2 1,5
4 Bibliotecas	Sala de leitura Sala para depósito de livros Sala com estantes de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5 kN/m ² por metro de altura observado, porém o valor mínimo de	2,5 4 6
5 Casas de máquinas	(incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de	7,5
6 Cinemas	Platéia com assentos fixos Estúdio e platéia com assentos móveis Banheiro	3 4 2
7 Clubes	Sala de refeições e de assembléia com assentos fixos Sala de assembléia com assentos móveis Salão de danças e salão de esportes Sala de bilhar e banheiro	3 4 5 2
8 Corredores	Com acesso ao público Sem acesso ao público	3 2
9 Cozinhas não residenciais	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de	3
10 Depósitos	A ser determinada em cada caso e na falta de valores experimentais conforme o indicado em 2.2.1.3	-
11 Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro Despensa, área de serviço e lavanderia	1,5 2
12 Escadas	Com acesso ao público Sem acesso ao público (ver 2.2.1.7)	3 2,5
13 Escolas	Anfiteatro com assentos fixos Corredor e sala de aula Outras salas	3 2
14 Escritórios	Salas de uso geral e banheiro	2
15 Forros	Sem acesso a pessoas	0,5
16 Galerias de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
17 Galerias de lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
18 Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo. Valores de ϕ indicados em 2.2.1.6	3
19 Ginásios de esportes		5

/continua

Tabela 2.4 - Valores mínimos de cargas verticais (Tabela 2 da ABNT NBR 6120:1980)

/continuação		
	Local	Carga
20 Hospitais	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação, sala de cirurgia, sala de raio X e banheiro	2
	Corredor	3
21 Laboratórios	Incluindo equipamentos, a ser determinado em cada caso, porém com o mínimo	3
22 Lavanderias	Incluindo equipamentos	3
23 Lojas		4
24 Restaurantes		3
25 Teatros	Palco	5
	Demais dependências: cargas iguais às especificadas para cinemas	-
26 Terraços	Sem acesso ao público	2
	Com acesso ao público	3
	Inacessível a pessoas	0,5
	Destinados a heliportos elevados: as cargas deverão ser fornecidas pelo órgão competente do Ministério da Aeronáutica	-
27 Vestíbulo	Sem acesso ao público	1,5
	Com acesso ao público	3

2.4.2.1.2 Ação do vento

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 os esforços relativos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com a ABNT NBR 6123.

Segundo a ABNT NBR 6123:1988 a determinação da força global de ação do vento que atua em uma estrutura é feita através da seguinte equação:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (2.13)$$

Onde:

F_a = força de arrasto na direção do vento

C_a = coeficiente de arrasto

A_e = área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (“área de sombra”)

q = pressão dinâmica

Em que:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (2.14)$$

Sendo (unidades SI): q em N/m^2 e V_k em m/s

Onde:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (2.15)$$

V_k = velocidade característica do vento

V_0 = velocidade básica do vento

S_1 = Fator topográfico

S_2 = Fator que depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

S_3 = Fator estatístico

a) Velocidade básica do vento:

A velocidade básica do vento, V_0 , é a velocidade de uma rajada de 3s, com período de retorno de 50 anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano.

A figura 2.5 apresenta o gráfico das isopletras da velocidade básica no Brasil.

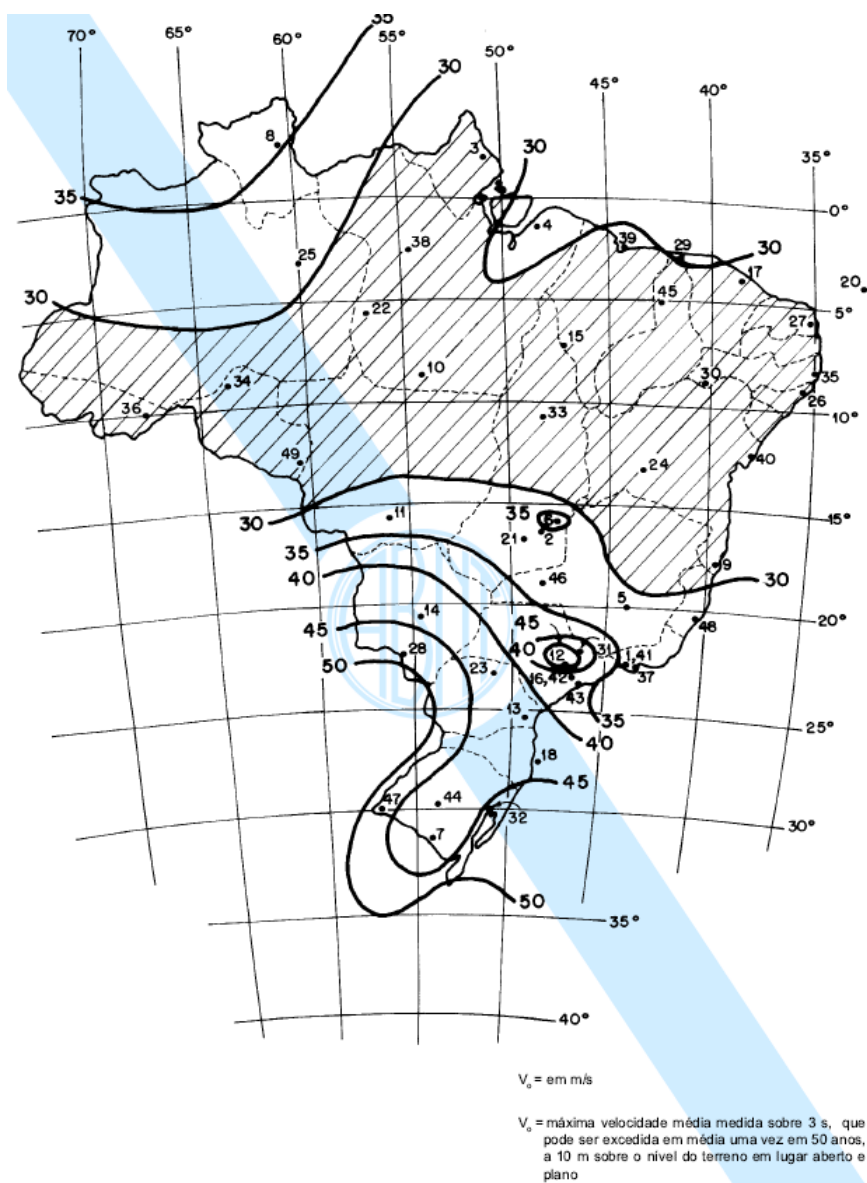


Figura 2.5 - Isopletas da velocidade b{\'a}sica V_o (m/s) (Figura 1 da ABNT NBR 6123:1988)

b) Fator topográfico, S_1 :

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno e é determinado do seguinte modo:

- 1) terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;
- 2) taludes e morros:

-taludes e morros alongados nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na figura 2.6;

-no ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes): $S_1 = 1,0$;

-no ponto B: [S_1 é uma função $S_1(z)$]:

$$\theta \leq 3^\circ: S_1(z) = 1,0$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ: S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1 \quad (2.16)$$

$$\theta \geq 45^\circ: S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1 \quad (2.17)$$

Para $3^\circ < \theta < 6^\circ$ & $17^\circ < \theta < 45^\circ$ interpolar linearmente

Onde:

z = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado

d = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro

θ = inclinação média do talude ou encosta do morro

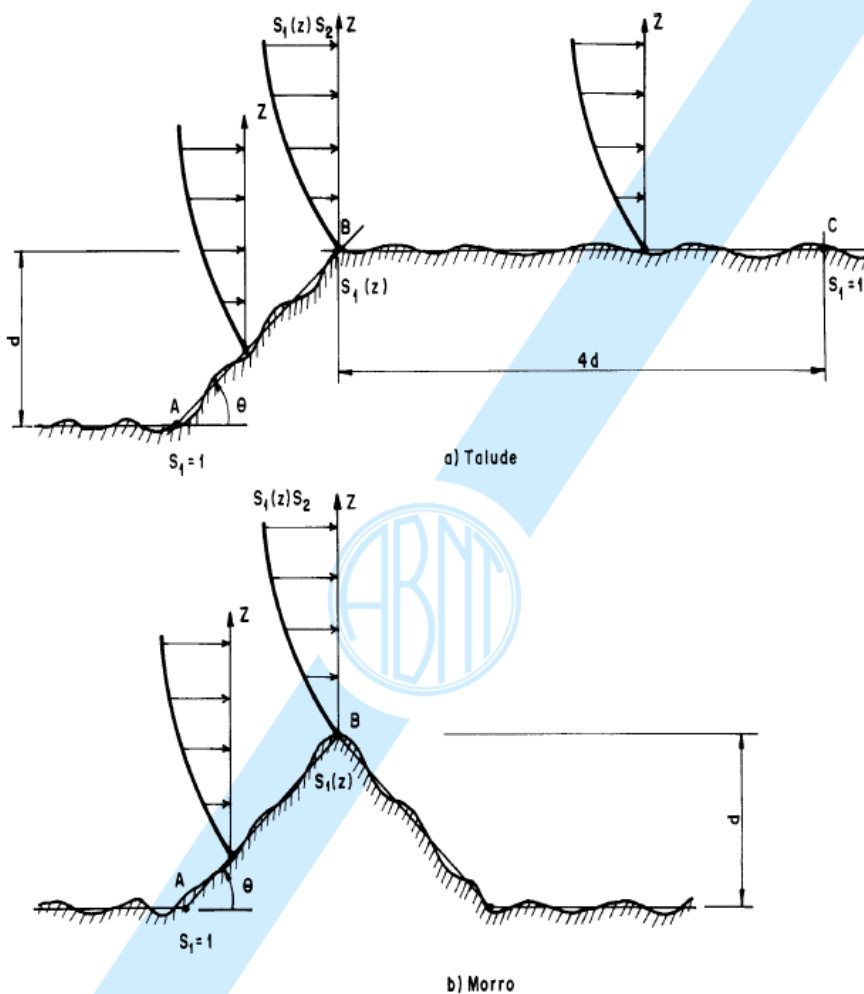


Figura 2.6 - Fator topográfico $S_1(z)$ (Figura 2 da ABNT NBR 6123:1988)

c) Fator S_2 :

O fator S_2 leva em consideração o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação.

1) Rugosidade do Terreno:

A rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias:

- Categoria 1: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção do vento. Exemplo: mar calmo, lagos e rios, pântanos sem vegetação.
- Categoria II: Terrenos abertos em nível, com poucos obstáculos isolados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.
- Categoria III: Terrenos com obstáculos. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.
- Categoria IV: Terrenos com obstáculos numerosos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m.
- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.

2) Dimensões da edificação:

Definida em três classes:

- Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.
- Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
- Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Segundo a ABNT NBR 6123:1988 o fator S_2 usado para o cálculo da velocidade do vento em uma altura z acima do nível do terreno é obtido pela expressão:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (2.18)$$

Sendo que o fator de rajada é sempre o correspondente à categoria II. Os parâmetros para o cálculo do fator S_2 são apresentados na tabela 2.5.

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Tabela 2.5 – Parâmetros meteorológicos (Tabela 1 da ABNT NBR 6123:1988)

d) Fator estatístico S_3

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Os valores mínimos do fator S_3 são indicados tabela 2.6.

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Tabela 2.6 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 (Tabela 3 da ABNT NBR 6123:1988)

e) Coeficiente de Arrasto C_a

Para o caso do prédio a ser calculado neste trabalho o coeficiente de arrasto é determinado pela Figura 2.7.

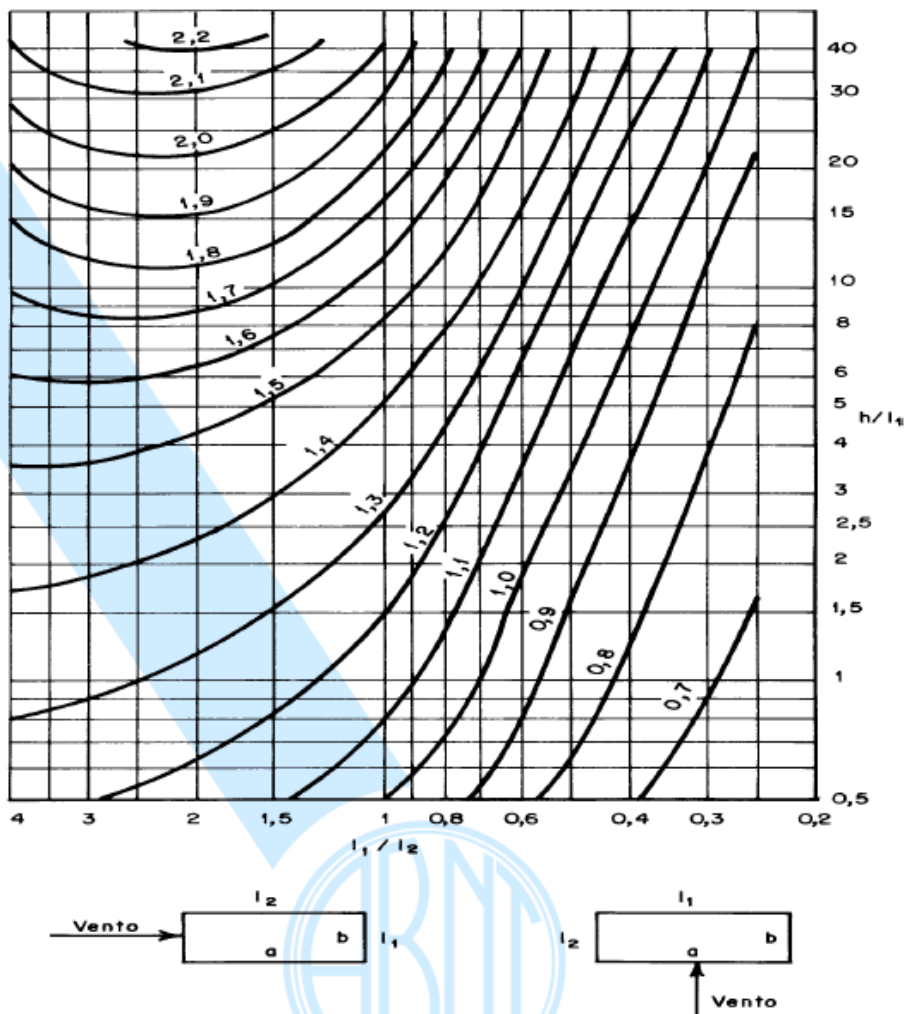


Figura 2.7 - Coeficiente de Arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência (Figura 4 da ABNT NBR 6123:1988)

2.4.3 Valores das Ações

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 os valores de cálculo das ações são obtidos a partir dos valores característicos, multiplicando-os pelos seus coeficientes de ponderação γ_f definidos pela equação (15).

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (2.19)$$

A norma ainda prevê que:

Para elementos estruturais esbeltos críticos para a segurança de estrutura, como pilares e pilares-paredes com espessura inferior a 19 cm e lajes em balanço com espessura inferior a 19 cm, os esforços solicitantes de cálculo devem ser multiplicados pelo coeficiente de ajustamento γ_n (ABNT NBR 6118:2014).

Os valores dos coeficientes são apresentados nas tabelas 2.7, 2.8 e 2.9, para γ_n , $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ e γ_{f2} , respectivamente.

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
<p>onde</p> <p>$\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$;</p> <p>b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).</p> <p>NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.</p>						

Tabela 2.7 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede (Tabela 13.1 da ABNT NBR 6118:2014)

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0
<p>onde</p> <p>D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.</p> <p>^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.</p>								

Tabela 2.8 – Coeficiente $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ (Tabela 11.1 da ABNT NBR 6118:2014)

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23. ^b Edifícios residenciais. ^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.				

Tabela 2.9 - Coeficiente γ_{f2} (Tabela 11.2 da ABNT NBR 6118:2014)

2.4.4 Combinações de ações

Como o objetivo do trabalho é análise estrutural, só vamos nos ater a combinações de ações no estado-limite último.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 em combinações ultimas normais devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação, por exemplo, a ação do vento.

A tabela 2.10 apresenta as combinações ultimas:

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ^a	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k\max}$ e $P_{k\min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s, \min}, \text{ onde: } Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ^b		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
Excepcionais ^b		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
<p>onde</p> <p>F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;</p> <p>F_{gk} representa as ações permanentes diretas;</p> <p>F_{ek} representa as ações indiretas permanentes como a retração F_{egk} e variáveis como a temperatura F_{eqk};</p> <p>F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;</p>		

Tabela 2.10 - Combinações últimas (Tabela 11.3 da ABNT NBR 6118:2014)

$\gamma_g, \gamma_{eg}, \gamma_q, \gamma_{eq}$	ver Tabela 11.1;
ψ_{oj}, ψ_{oe}	ver Tabela 11.2;
F_{sd}	representa as ações estabilizantes;
F_{nd}	representa as ações não estabilizantes;
G_{sk}	é o valor característico da ação permanente estabilizante;
R_d	é o esforço resistente considerado estabilizante, quando houver;
G_{nk}	é o valor característico da ação permanente instabilizante;
$Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{oj} Q_{jk}$	
Q_{nk}	é o valor característico das ações variáveis instabilizantes;
Q_{1k}	é o valor característico da ação variável instabilizante considerada principal;
ψ_{oj} e Q_{jk}	são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido;
$Q_{s,min}$	é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante.

^a No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de $\gamma_g = 1,0$. No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram γ_g reduzido (1,0) não precisam ser consideradas.

^b Quando F_{q1k} ou F_{q1exc} atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa, ψ_{oj} pode ser substituído por ψ_{2j} . Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.

Tabela 2.10 – Continuação

2.5 Durabilidade das estruturas de concreto

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 a durabilidade de uma estrutura de concreto é garantida quando são projetadas e construídas de modo que sob as influências previstas em projeto, sejam ambientais ou de utilização, conservem sua segurança, estabilidade e comportamento adequado em serviço, durante a vida útil de projeto. Vida útil de projeto é o período no qual a estrutura mantém suas características de projeto.

Segundo item 6.4 da ABNT NBR 6118:2014 uma das principais causas de perda de qualidade e durabilidade das estruturas é a agressividade do meio ambiente, que esta relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração e de outras previstas no dimensionamento.

A agressividade ambiental é classificada segundo tabela 2.11 e pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
II	Moderada	Submersa	Pequeno
III	Forte	Urbana ^{a, b}	Grande
IV	Muito forte	Marinha ^a	
		Industrial ^{a, b}	
		Industrial ^{a, c}	
		Respingos de maré	Elevado
^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).			
^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.			
^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.			

Tabela 2.11- Classes de agressividade ambiental (Tabela 6.1 da ABNT NBR 6118:2014)

Como a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto, da espessura e qualidade do cobrimento da armadura, o item 7.4.2 da ABNT NBR 6118:2014 prevê ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao nível de agressividade previsto de forma a estabelecer parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta destes e devido a grande correspondência da relação água/cimento e classe do concreto com a sua durabilidade, é permitido adotar os parâmetros mínimos de acordo com a tabela 2.12.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.					
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.					
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Tabela 2.12 - Correspondência entre CAA e qualidade do concreto (Tabela 7.1 da ABNT NBR 6118:2014)

Além das especificações da classe de concreto e do máximo fator água/cimento, devem ser atendidas as verificações de máximas aberturas de fissuras e os cobrimentos mínimos das armaduras em função da CAA, segundo a tabela 2.13.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Tabela 2.13 - Correspondência entre CAA e o cobrimento nominal para $A_c=10\text{mm}$ (Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118:2014)

2.6 Instabilidade e efeitos de 2ª ordem

Os esforços em estruturas calculados a partir da geometria inicial da seção, sem deformação, são denominados de efeitos de primeira ordem. Já os esforços calculados a partir da configuração deformada da estrutura são denominados efeitos de segunda ordem. Quando considerado os efeitos de segunda ordem, esses conduzem a não linearidades entre ações e deformações, chamada de não linearidade geométrica. A fissuração e fluência do concreto também conduzem a uma não linearidade, chamada de não linearidade física (CHUST & PINHEIRO, 2009).

Segundo item 15.4.1 da ABNT NBR 6118:2014 os nós de estruturas sob ações verticais e horizontais se deslocam horizontalmente. Os esforços de 2ª ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem.

2.6.1 Estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis

Segundo item 15.4.2 da ABNT NBR 6118:2014 para efeito de cálculo as estruturas são consideradas de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por consequência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem).

As estruturas de nós móveis são aquelas em que os deslocamentos horizontais não são desprezíveis, sendo necessário considerar os efeitos de 2ª ordem.

Para avaliar a dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem, é necessário o cálculo do parâmetro de estabilidade α e o coeficiente γ_z , e compará-los a valores estabelecidos em norma.

2.6.2 Parâmetro de instabilidade α

Segundo item 15.5.2 da ABNT NBR 6118:2014 uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor de α_1 , conforme expressão:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)} \quad (2.20)$$

onde

- | | |
|--------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| H_{tot} | é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo; |
| N_k | é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico; |
| $E_{cs} I_c$ | representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs} I_c$ de um pilar equivalente de seção constante. |

A ABNT NBR 6118:2014 prevê que o cálculo da rigidez do pilar equivalente deve ser feito da seguinte forma:

- calcular o deslocamento no topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;
- calcular a rigidez de pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal

que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

O parâmetro de avaliação α_1 é determinado pelas expressões:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n, \text{ se: } n \leq 3 \quad (2.21)$$

$$\alpha_1 = 0,6, \text{ se: } n \geq 4 \quad (2.22)$$

onde

n é o número de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

A norma ainda prevê que:

Para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,6$. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,7$. Quando só houver pórticos, adotar $\alpha_1 = 0,5$ (ABNT NBR 6118:2014).

2.6.3 Coeficiente γ_z

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 o coeficiente γ_z de avaliação da importância dos esforços de 2ª ordem pode ser usado somente para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. É determinado a partir dos resultados de uma análise de 1ª ordem, para cada caso de carregamento, considerando a não linearidade física aproximada.

O valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2.23)$$

Onde

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de

cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Para a estrutura ser considerada de nós fixos deve-se obedecer a condição $\gamma_z \leq 1,1$.

2.6.3.1 Não linearidade física aproximada

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 para avaliação dos esforços globais de segunda ordem, cálculo do γ_z , pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os seguintes valores:

$$\text{- lajes: } (EI)_{\text{sec}} = 0,3 E_{ci} I_c \quad (2.24)$$

$$\text{- vigas: } (EI)_{\text{sec}} = 0,4 E_{ci} I_c \text{ para } A_s' \neq A_s \quad (2.25)$$

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,5 E_{ci} I_c \text{ para } A_s' = A_s \quad (2.26)$$

$$\text{- pilares: } (EI)_{\text{sec}} = 0,8 E_{ci} I_c \quad (2.27)$$

Onde

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

2.6.4 Análise de estruturas de nós fixos

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 quando a estrutura é classificada como de nós fixos pode-se dispensar a consideração dos esforços de 2ª ordem globais, devendo verificar somente os esforços locais de 2ª ordem.

2.6.5 Análise de estruturas de nós móveis

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 na análise estrutural de estruturas de nós móveis deve-se considerar a não linearidade geométrica e a não linearidade física, e no dimensionamento devem se considerar os efeitos locais e globais de 2ª ordem. Uma solução aproximada apresentada pela norma para consideração dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$. Sendo valido somente para $\gamma_z \leq 1,3$.

3 METODOLOGIA DE TRABALHO

3.1 Estudo de caso

As análises serão feitas em dois modelos. O projeto arquitetônico do exemplo 1 será desenvolvido pelo autor, e a planta de formas será concebida de acordo com as normas e bibliografias da área. O exemplo 2 trata-se de um modelo desenvolvido no Eberick e executado em obra. Será usado o software SAP2000 para as análises.

Os itens a seguir apresentam os métodos a serem utilizados para a obtenção dos resultados, desde a concepção da estrutura, pré-dimensionamento, obtenção dos carregamentos, combinações a serem utilizadas, tipo de modelagem dos edifícios, até por fim as análises estruturais.

3.2 **Concepção estrutural**

É a etapa inicial de um projeto estrutural, nela se define as propriedades do concreto, redimensionam-se os elementos estruturais, e definem-se as ações. Cabe ao engenheiro conceber a melhor estrutura, de modo a prever seu comportamento (Kimura, 2007).

Com a obrigação da consideração da ação do vento sobre as estruturas, a etapa de concepção estrutural se torna de grande importância, pois é necessário conceber uma estrutura de modo a resistir tanto aos esforços verticais como horizontais, de forma que o projetista deve garantir a estrutura estabilidade e segurança.

BACARJI, 1993, apresenta ideias que visam tornar mais fácil a concepção estrutural:

- a) Conciliar o sistema estrutural com a funcionalidade do edifício; dependendo das dimensões e disposições que formam o pavimento, exemplo, um edifício residencial tem seus elementos estruturais dispostos de forma diferente de um edifício comercial;
- b) Definir as ações importantes;
- c) Definir a natureza do carregamento (estático ou dinâmico);
- d) Escolher e arranjar de maneira eficiente os elementos estruturais, de tal modo a formar subsistemas, por exemplo, pórticos de vigas e pilares, para conferir maior rigidez aos carregamentos horizontais;
- e) Adotar, sempre que possível, as mesmas seções para os elementos em diferentes pavimentos, reduzindo os custos de fôrmas;
- f) Compatibilizar o projeto estrutural com os demais projetos, hidros sanitário, elétrico, incêndio, e outros.

A concepção estrutural segue a seguinte sequência: localização dos pilares, localização das vigas e, conseqüentemente, a localização das lajes.

O posicionamento dos pilares deve ser feito de tal forma que suas posições fiquem dentro da alvenaria, deve-se tomar cuidado em projetos arquitetônicos diferentes para cada pavimento, posicionando-os em áreas comuns a todos os pavimentos.

Deve-se, ainda, dispor os pilares de tal maneira alinhados a fim de formar pórticos planos com as vigas, contribuindo para a estabilidade global. Outro cuidado é em relação a distância entre pilares, se forem muito afastados, produzirão

vigas com alturas incompatíveis, acarretando maiores custos à construção, nem coloca-los demasiadamente perto, pois também acarreta em aumento de materiais e mão de obra. O vão médio econômico entre pilares está entre 4, 5 e 5,5 m.

Logo após o posicionamento dos pilares segue-se a concepção com o posicionamento das vigas, que ficam praticamente definidas pelo alinhamento dos pilares, tomando cuidado para que as lajes não fiquem com vão grandes, que têm vão médio econômico entre 3,5m e 5,0m, colocando se for necessário vigas apoiadas sobre vigas (BACARJI, 1993).

3.2.1 Pré-dimensionamento

Localizados os pilares, vigas e lajes, segue-se o projeto estrutural com o pré-dimensionamento destes elementos.

3.2.1.1 Pré-dimensionamento das lajes

Segundo BASTOS uma estimativa da altura das lajes pode ser feita segundo a seguinte equação:

$$d = (2,5 - 0,1n)l^* \quad (3.1)$$

onde: d = altura útil da laje (cm);
 n = número de bordas engastadas da laje;
 l^* = dimensão da laje assumida da seguinte forma:

$$l^* \leq \begin{cases} l_x \\ 0,7l_y \end{cases}$$

Em que:

$$\begin{aligned} l_x &\rightarrow \text{menor vão} \\ l_y &\rightarrow \text{maior vão} \end{aligned}$$

A partir da altura útil calculada pode-se determinar a altura h da laje:

$$h = d + \frac{\phi_l}{2} + c \quad (3.2)$$

O diâmetro ϕ_l da barra longitudinal da laje pode ser estimado, normalmente, para as lajes correntes, o diâmetro varia de 5 mm a 8 mm. O cobrimento é determinado conforme a classe de agressividade ambiental.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 nas lajes maciças devem ser respeitados alguns limites mínimos para espessura, são eles:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;

- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso maior que 30 kN.

3.2.1.2 Pré-dimensionamento das vigas

Segundo PINHEIRO uma estimativa grosseira para a altura das vigas é dada por:

- tramos internos: $h_{est} = \frac{l_0}{12}$
- tramos externos ou vigas biapoiadas: $h_{est} = \frac{l_0}{10}$
- balanços: $h_{est} = \frac{l_0}{5}$

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 a seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor que 12 cm.

3.2.1.3 Pré-dimensionamento dos pilares

O pré-dimensionamento dos pilares pode ser feito através do processo das áreas de influência. Este processo consiste em determinar a área de influência de cada pilar dividindo-se as distâncias entre os centros dos pilares em intervalos que variam de 0,45l a 0,55l, dependendo da posição do pilar na estrutura, conforme figura 3.1, a partir daí, pode-se estimar a carga que os pilares irão receber (BACARJI, 1993).

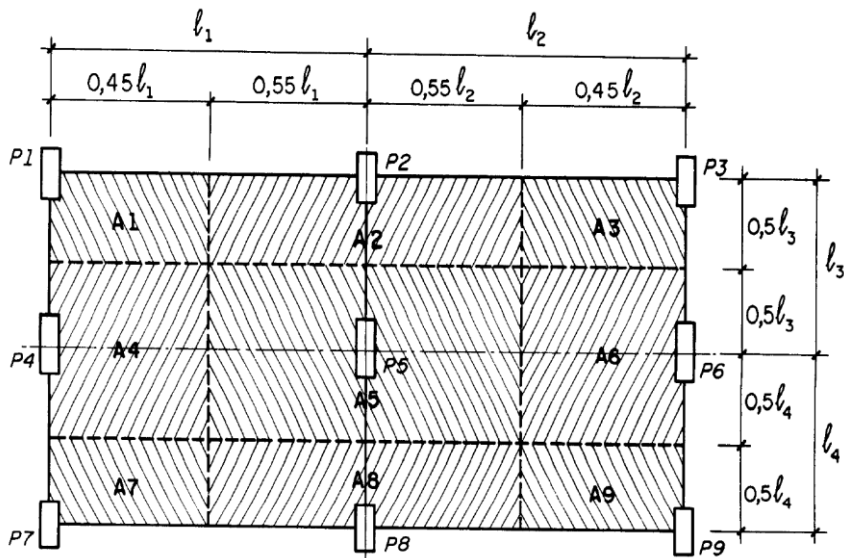


Figura 3.1 - Áreas de influência dos pilares (BACARJI, 1993)

Para o cálculo da seção transversal dos pilares, tem-se a seguinte expressão:

$$A_c = \frac{\alpha \cdot A \cdot p \cdot n}{\sigma_{id}} \quad (3.3)$$

sendo:

A = Área de influência do pilar;

n = número de pavimentos-tipo do edifício;

σ_{id} = tensão ideal de cálculo, dada por:

$$\sigma_{id} = 0,85 f_{cd} + \rho \cdot \sigma_{s2} \quad (3.4)$$

onde:

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão;

ρ = taxa geométrica de armadura longitudinal;

σ_{s2} = tensão no aço relativa à deformação específica de 0,2%, obtida segundo a NBR 6118, de onde se tem:

Para aço CA50, $\sigma_{s2} = 420000 \text{ kN/m}^2$

α = coeficiente de majoração da carga, obtido conforme tabela 3.1.

POSIÇÃO DOS PILARES	COEFICIENTE α
INTERMEDIÁRIO	1,80
EXTREMIDADE	2,20
CANTO	2,50

Tabela 3.1 - Valores do coeficiente α

OBS.:

- i. A taxa geométrica de armadura longitudinal ρ pode ser tomada igual a 2%;
- ii. A carga uniformemente distribuída p varia entre 7 e 13 kN/m².

3.3 Modelo estrutural

Segundo KIMURA um modelo estrutural é um protótipo que simula o edifício real no computador.

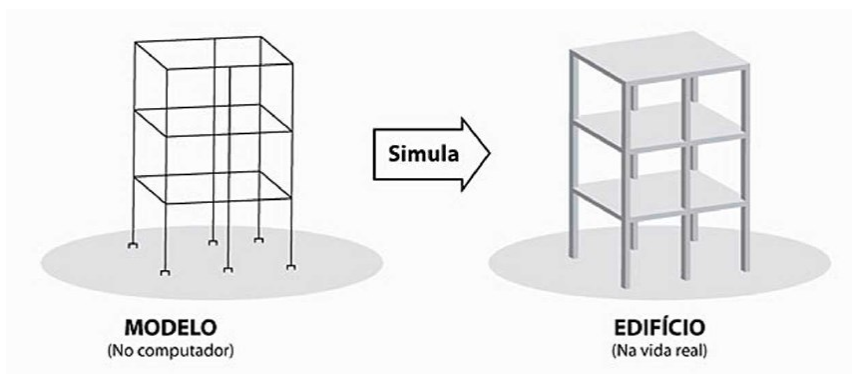


Figura 3.2 - Modelo estrutural (KIMURA, 2007)

Há variados tipos de modelos estruturais, que podem ser empregados na análise de edifícios, porém, é preciso ter cautela na escolha do modelo, pois, não existe um modelo estrutural perfeito que represente o edifício na vida real, todos possuem limitações, ou seja, nem sempre o modelo mais sofisticado é o mais indicado para ser utilizado em todos os projetos de uma forma geral (KIMURA, 2007).

Para o objetivo deste trabalho, os modelos a serem utilizados, são os modelos de viga contínua, vigas + pilares (Pórtico H), grelha somente de vigas, grelha de vigas e lajes, pórtico plano, pórtico espacial sem lajes, pórtico espacial com lajes, que são os modelos mais usados na análise estrutural de edifícios em concreto armado.

3.3.1 Vigas contínuas

É o modelo mais clássico de cálculo de vigas em concreto armado, algumas de suas características são:

- As cargas das lajes são transferidas para as vigas por área de influência de acordo com a figura 3.4;
- As lajes, as vigas e os pilares são calculados de forma totalmente independente;
- As ligações entre vigas e pilares de extremidade são representadas por momentos simplificados de acordo com a ABNT NBR 6118:2014;
- Não considera a ação do vento, somente cargas verticais.

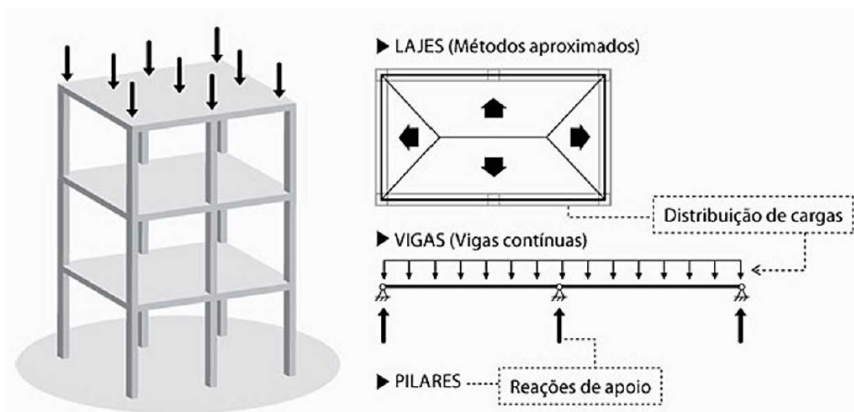


Figura 3.3 - Modelo de vigas contínuas (KIMURA, 2007)

Segundo a ABNT NBR 6118 2014 nos apoios extremos deve ser considerado uma momento simplificado igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelo seguinte coeficiente:

- na viga:

$$\frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{inf} + r_{sup} + r_{vig}}$$

3.3.2 Vigas + Pilares (Pórtico H)

É uma evolução do modelo das vigas contínuas. Os apoios simples são substituídos pelos lances superiores e inferiores dos pilares, formando um pórtico plano (KIMURA, 2007). Este modelo não considera ação do vento, somente cargas verticais.

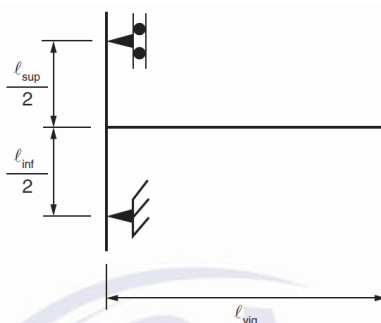


Figura 3.4 - Vigas + Pilares (ABNT NBR 6118:2014)

3.3.3 Grelha somente de vigas

Tem a finalidade de analisar um pavimento por inteiro, no qual é levada em conta a interação de todas as vigas. Neste modelo as lajes são representadas por seus carregamentos nas vigas e os pilares por rigidezes de mola rotacional de acordo com a seguinte equação:

$$k = 2 \times \frac{3E_{cs}I}{l/2} \quad (3.5)$$

Esta equação é válida somente para tramos inferiores iguais aos superiores dos pilares.

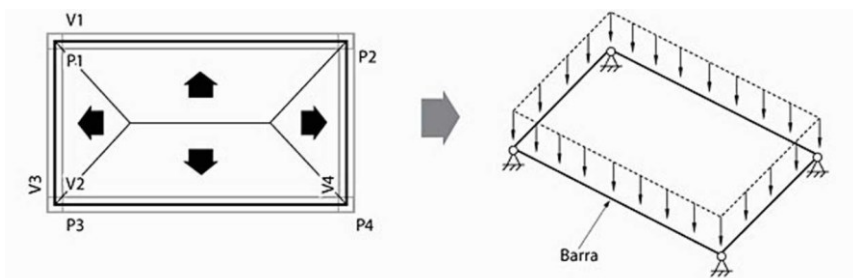


Figura 3.5 - Grelha sem vigas (KIMURA, 2007)

Para este modelo tem-se a seguinte orientação da ABNT NBR 6118:2014:

“...nas grelhas e nos pórticos espaciais, pode-se reduzir a rigidez a torção das vigas por fissuração, utilizando-se 15% da rigidez elástica...”

Este modelo também não considera ação do vento, somente cargas verticais.

3.3.4 Grelha de vigas e lajes

Semelhante ao modelo de grelha sem lajes, porém neste modelo as lajes são representadas por elementos finitos de placa, também podendo ser representadas por analogia de grelha.

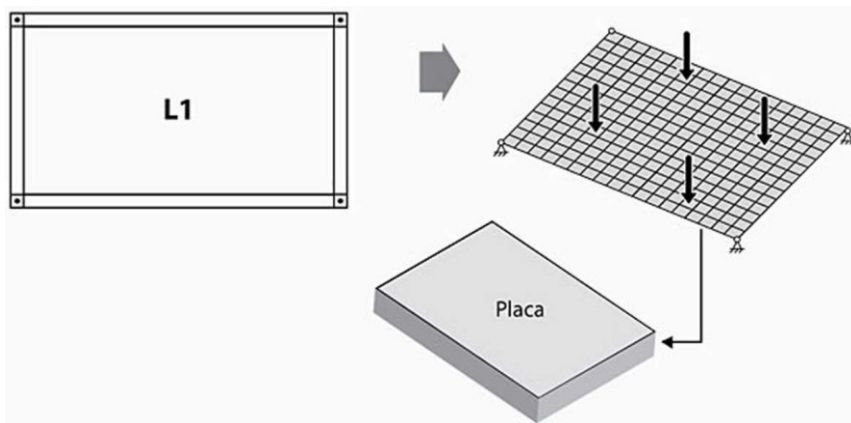


Figura 3.6 - Grelha de vigas e lajes (KIMURA, 2007)

O método dos elementos finitos é um método numérico amplamente utilizado na análise de inúmeros tipos de estruturas, onde a estrutura é representada por um conjunto de elementos ou malha, e cada elemento possui um comportamento particular. Qualquer elemento estrutural pode ser modelado em elementos finitos, seja viga, laje, pilar, fundação, etc. Porém, é muito eficiente no modelamento de lajes, pois representa o comportamento bidirecional. No modelamento cada laje é subdividida em diversas placas de formato qualquer, geralmente triangular ou quadrada (KIMURA, 2007).

Sempre se devem ressaltar os problemas na modelagem, ou seja, na utilização de modelos complexos, como o modelo de elementos finitos, é necessário uma validação dos resultados, como será visto neste trabalho.

3.3.5 Pórtico plano

Modelo que admite a análise tanto de ações verticais como horizontais, direcionado para análise do comportamento global de um edifício. Neste modelo são representados as vigas e pilares por barras dispostas em um único plano (KIMURA, 2007).

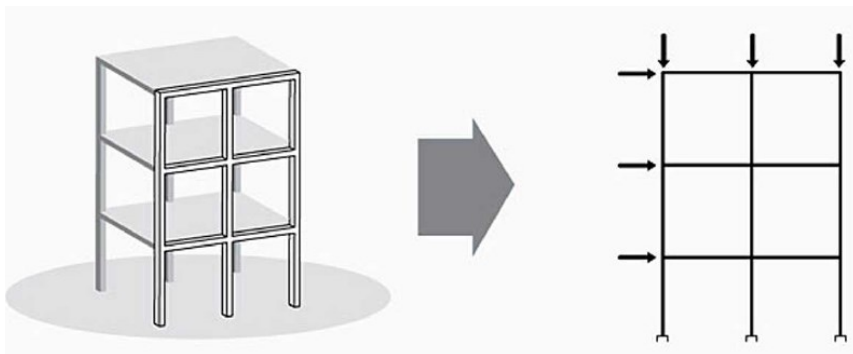


Figura 3.7 - Modelo de pórtico plano (KIMURA, 2007)

3.3.6 Pórtico espacial sem lajes

Modelo que representa todas as vigas e pilares do edifício, possibilitando uma avaliação eficiente do comportamento global da estrutura. As lajes não são representadas no modelo, seu comportamento é tratado como elementos que possuem elevada rigidez no plano horizontal, compatibilizando os deslocamentos de todos os pontos de um mesmo pavimento de forma equivalente. Esse tratamento dado às lajes é designado como diagrama rígido, este comportamento pode ser representado no modelo enrijecendo lateralmente as vigas (KIMURA, 2007).

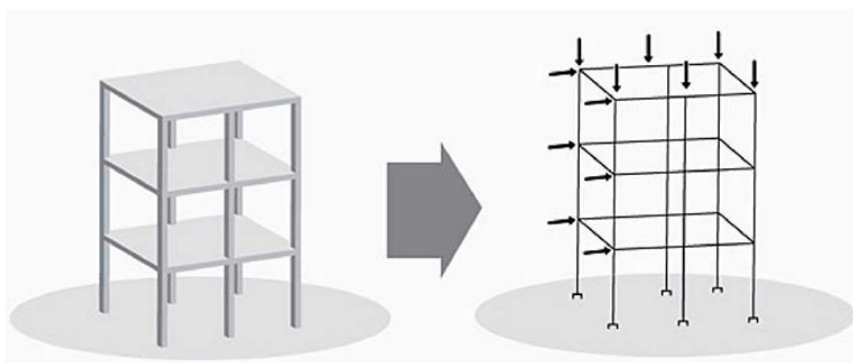


Figura 3.8 - Modelo de pórtico espacial (KIMURA, 2007)

3.3.7 Pórtico espacial com lajes

É o modelo que mais se aproxima da estrutura real, nele é possível analisar todos os elementos estruturais. Neste modelo as vigas e pilares são representados como elementos de barra e as lajes por elementos finitos de placa.

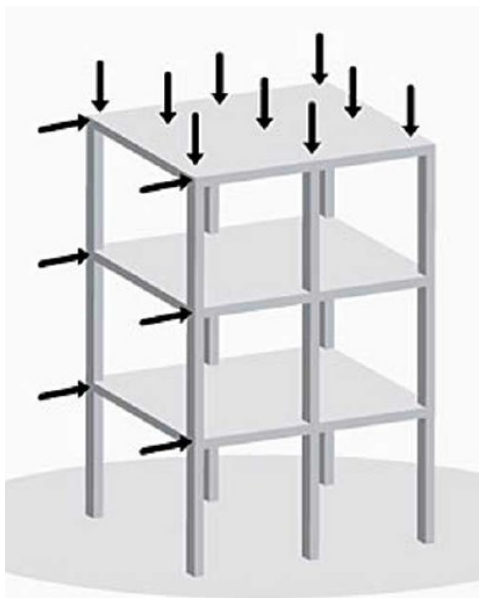


Figura 3.9 - Pórtico espacial com lajes (KIMURA, 2007)

3.4 Efeitos construtivos

Um edifício em concreto armado na vida real é construído andar por andar, ou seja, as cargas verticais são gradativamente adicionadas e acumuladas à medida que a estrutura é erguida. Na modelagem de edifícios via pórtico espacial, a estrutura é analisada por inteiro, as cargas atuam como se a estrutura fosse construída de uma vez só, isso gera uma deformação grande nos pilares, causando um momento positivo nos apoios das vigas mais próximas a cobertura, como mostra a figura 3.10 (KIMURA, 2007).

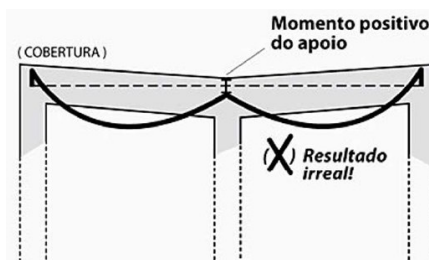


Figura 3.10 - Momento positivo no apoio gerado por deformação do pilar (KIMURA, 2007)

Na vida real a deformação axial dos pilares é ajustada conforme vão se construindo os pavimentos. Segundo KIMURA esse efeito construtivo pode ser incorporado ao modelo computacional adotando uma majoração na rigidez axial dos pilares da ordem de 3 a 5.

Após análise dos pórticos no SAP2000 obteve-se melhores resultados adotando uma majoração de 4 para os pilares de canto e de extremidade e 5 para os pilares intermediários.

3.5 Trechos Rígidos

A ABNT NBR 6118:2014 prevê que:

“Os trechos de elementos lineares pertencentes à região comum ao cruzamento de dois ou mais elementos podem ser considerados rígidos (nós de dimensões finitas)...”

Neste trabalho não será considerado trecho rígido nos modelos, pois, para efeito de comparação essa consideração não afetara o estudo, porém, deve ser considerado em projetos reais.

3.6 Carregamentos

3.6.1 Reações de apoio

Para a modelagem via pórtico espacial é necessário obter as reações de apoio das lajes e das escadas nas vigas de bordo. No anexo estão apresentadas as Tabelas A-5 a A-7, com coeficientes para o cálculo das reações de apoio nas lajes armadas em duas direções, com carregamento uniformemente distribuído. As reações são calculadas pela equação:

$$V = v \frac{p l_x}{10} \quad (3.6)$$

onde:

V = reação de apoio (kN/m);

v = coeficiente tabelado em função de $\lambda = \frac{l_x}{l_y}$, onde:

v_x = reações nos apoios simples perpendiculares à direção de l_x ;

v_y = reações nos apoios simples perpendiculares à direção de l_y ;

v'_x = reações nos apoios engastados perpendiculares à direção de l_x ;

v'_y = reações nos apoios engastados perpendiculares à direção de l_y ;

p = valor da carga uniforme atuante na laje (kN/m²);

l_x = menor vão da laje (m).

3.7 Combinação de cálculo

Pode-se usar apenas uma combinação última de cálculo em edifícios onde os efeitos de 2ª ordem sejam desprezíveis (Comentários técnicos da NB-1, IBRACON), dada por:

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,2F_{\varepsilon gk} + 1,4(F_{qk} + 0,8F_{wk}) + 1,2x0,6F_{\varepsilon qk} \quad (3.7)$$

onde:

F_{gk}	representa as cargas permanentes;
$F_{\varepsilon gk}$	representa os efeitos da retração;
F_{qk}	representa a carga accidental;
F_{wk}	representa os efeitos de vento;
$F_{\varepsilon qk}$	representa os efeitos da temperatura.

Neste trabalho será desconsiderado os efeitos de retração e da temperatura. Portanto no modelo de pórtico espacial serão usadas as seguintes combinações:

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4(F_{qk})$$

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4(F_{qk} + 0,8F_{wk}(X))$$

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4(F_{qk} + 0,8F_{wk}(-X))$$

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4(F_{qk} + 0,8F_{wk}(Y))$$

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4(F_{qk} + 0,8F_{wk}(-Y))$$

3.8 SAP2000

O SAP2000 é um software de elementos finitos, com interface gráfica 3D, preparado para resolver de forma integrada a modelação e análise de um vasto grupo de problemas na engenharia de estruturas.

A flexibilidade que se tem em analisar os mais variados tipos de estruturas e pelo poder de cálculo e confiabilidade no processamento de estruturas torna o SAP2000 uma ferramenta de trabalho diário na vida do engenheiro. Essa versatilidade em modelar estruturas o torna capaz de ser utilizado no dimensionamento de pontes, edifícios, barragens, contenções, estruturas industriais, estruturas marítimas e qualquer outro tipo de estrutura passível de análise e dimensionamento.

Com relação as ações o SAP2000 possui um variado conjunto, capaz de gerar automaticamente cargas de sismo, vento e veículos e posteriormente realizar a

análise e verificação automática de estruturas de concreto armado, perfis metálicos de alumínio e enformados a frio.

(Disponível em <<http://www.csiportugal.com/software/2/sap2000>>)

Como mencionado na introdução, a confiabilidade que se tem no SAP2000 é em relação ao processamento da estrutura, porém cabe ao engenheiro, a determinação da interação solo-estrutura, rigidezes dos elementos e ligações, determinação dos carregamentos, além de toda a concepção estrutural e validação dos resultados, por isso, é necessário cuidado no uso deste software em modelagens complexas.

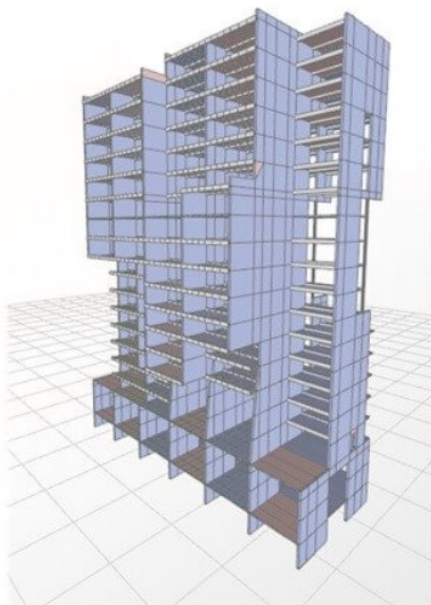


Figura 3.11 - Modelo Genérico de estrutura no SAP2000 (Disponível em <<http://www.csiportugal.com/about>>)

4 CONSTRUÇÃO DOS EXEMPLOS

4.1 EXEMPLO 1

O projeto arquitetônico do pavimento tipo do exemplo 1 conta com dois apartamentos por andar, cada um com uma cozinha e área de serviço integrada, uma sala de estar, uma sacada, dois dormitórios e um banheiro. O pé-direito é de 2,80 metros. A figura 4.1 ilustra o projeto arquitetônico do pavimento tipo.

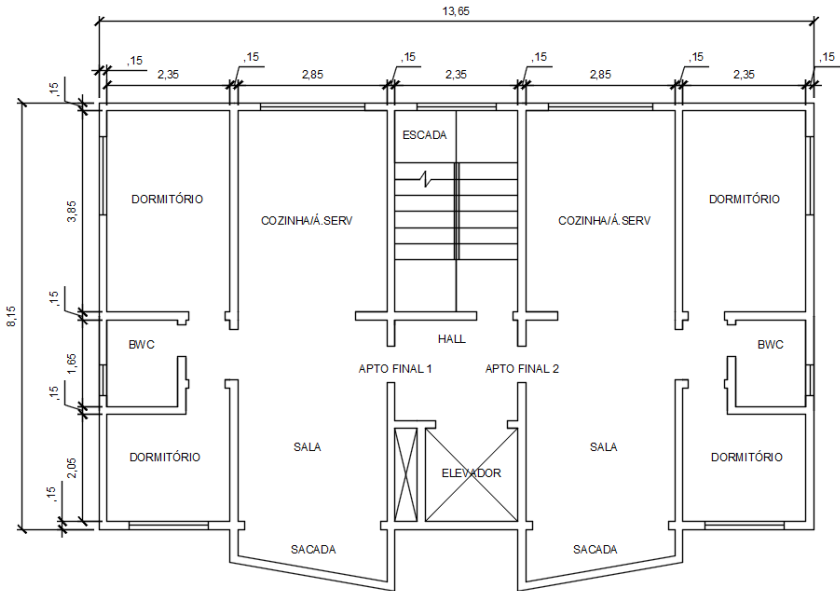


Figura 4.1 - Projeto arquitetônico do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

4.1.1 Carregamentos

Para obtenção dos carregamentos nas vigas do pavimento tipo foi usado o método das reações de apoio das lajes nas vigas como visto no item 3.4.1.1. A tabela 4.1 apresenta os carregamentos nas lajes e suas respectivas reações de apoio, com valores característicos.

Laje	lx	ly	Peso Próprio (kN/m²)	Alvenaria (kN/m²)	Revesti- mento (kN/m²)	Piso (kN/m²)	Acidental (kN/m²)	Coeficientes				Reações de apoio (kN/m)			
								v _x	v' _x	v _y	v' _y	V _x	V' _x	V _y	V' _y
L1	2,50	4,00	2,50	-	2,10	0,18	1,50	2,98	4,36	2,17	3,17	4,68	6,85	3,41	4,98
L2	3,00	4,00	2,50	-	2,10	0,18	2,00	2,73	3,99	2,17	3,17	5,55	8,12	4,41	6,45
L3	3,00	4,00	2,50	-	2,10	0,18	2,00	2,73	3,99	2,17	3,17	5,55	8,12	4,41	6,45
L4	2,50	4,00	2,50	-	2,10	0,18	1,50	2,98	4,36	2,17	3,17	4,68	6,85	3,41	4,98
L5	2,50	4,00	2,50	1,48	2,10	0,18	1,50	2,98	4,36	2,17	3,17	5,78	8,46	4,21	6,15
L6	3,00	4,00	2,50	-	2,10	0,18	1,50	2,73	3,99	2,17	3,17	5,14	7,52	4,09	5,97
L7	2,17	2,50	2,50	-	2,10	0,18	2,00	1,66	-	-	3,84	2,44	-	-	5,65
L8	3,00	4,00	2,50	-	2,10	0,18	1,50	2,73	3,99	2,17	3,17	5,14	7,52	4,09	5,97
L9	2,50	4,00	2,50	1,48	2,10	0,18	1,50	2,98	4,36	2,17	3,17	5,78	8,46	4,21	6,15
L10	1,16	3,00	2,50	-	2,10	0,18	1,50	4,38	6,28	1,83	-	3,19	4,57	1,33	-
L11	1,16	3,00	2,50	-	2,10	0,18	1,50	4,38	6,28	1,83	-	3,19	4,57	1,33	-
E1	2,35	4,32	3,00	-	2,10	0,18	3,00	-	-	-	-	-	-	17,88	-

Tabela 4.1 - Carregamentos e reações de apoio das lajes com valores característicos do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

Com as reações de apoio e os carregamentos das alvenarias nas vigas, com seus valores característicos, foi desenvolvida a figura 4.2, para a obtenção dos carregamentos completos nas vigas deve considerar um peso próprio de 1,5 kN/m (Valor característico) em todas as vigas do pavimento.

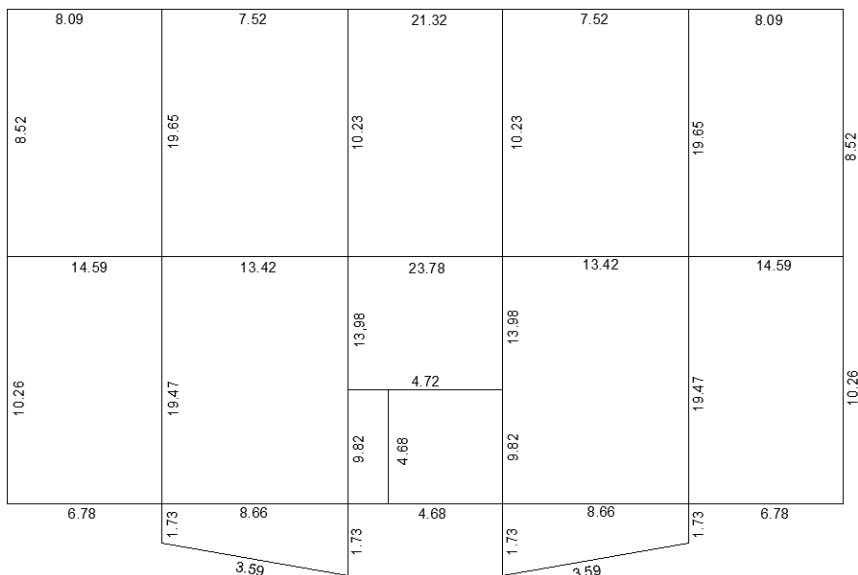


Figura 4.2 - Carregamentos de alvenaria e reações das lajes no pavimento tipo em kN/m com valores característicos do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

Para os carregamentos de vento foram adotados os seguintes parâmetros:

$V_0 = 43,00$ m/s (Florianópolis/SC)

$S_1 = 1,00$ (Terreno plano)

$S_3 = 1,00$ (Edificação Residencial)

$C_a(X) = 1,00$

$C_a(Y) = 1,34$

Assim foram desenvolvidas as seguintes tabelas de carregamentos:

Vento (X)					
Nível (m)	S ₂	V _k (m/s)	q (kN/m ²)	Área (m ²)	Fa (kN)
2,80	1,02	43,82	1,18	22,82	26,86
5,60	1,06	45,68	1,28	22,82	29,19
8,40	1,09	46,81	1,34	22,82	30,65
11,20	1,11	47,62	1,39	22,82	31,73
14,00	1,12	48,26	1,43	22,82	32,59
16,80	1,13	48,80	1,46	11,41	16,65

Tabela 4.2 - Carregamentos de vento com valores característicos na direção X do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

Vento (Y)					
Nível (m)	S ₂	V _k (m/s)	q (kN/m ²)	Área (m ²)	Fa (kN)
2,80	1,02	43,82	1,58	38,22	60,29
5,60	1,06	45,68	1,71	38,22	65,52
8,40	1,09	46,81	1,80	38,22	68,78
11,20	1,11	47,62	1,86	38,22	71,20
14,00	1,12	48,26	1,91	38,22	73,13
16,80	1,13	48,80	1,96	19,11	37,38

Tabela 4.3 - Carregamentos de vento com valores característicos na direção Y do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

4.1.2 Pré-dimensionamento

Para as lajes foi adotado espessura de 10 cm atendendo os limites da NBR 6118:2014. Para todas as vigas do pavimento tipo foi adotada altura igual ao maior vão-livre/10, também atendendo aos limites da norma.

No caso dos pilares primeiramente foi feito a determinação das áreas de influência apresentado na figura 4.3.

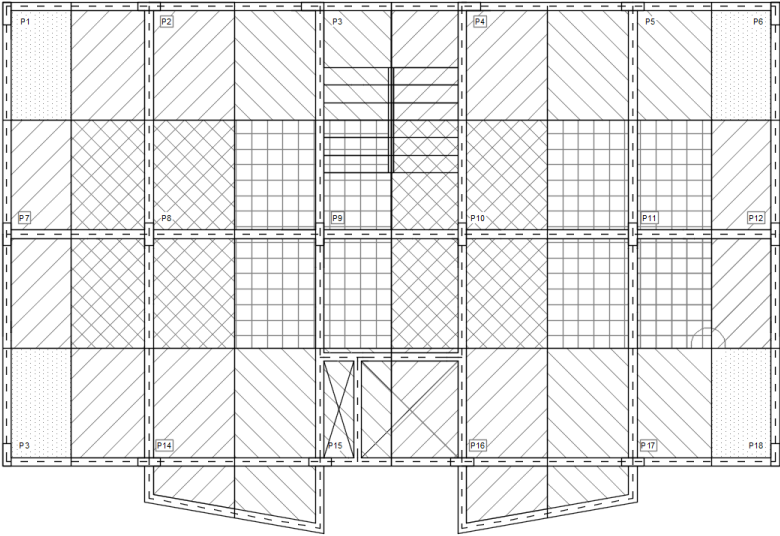


Figura 4.3 - Áreas de influência dos pilares do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

A tabela 4.4 apresenta o pré-dimensionamento dos pilares do exemplo 1.

Pilar	Área de infl. (m²)	Carga Estimada (kN)	α	Área da seção (cm²)	Seção calculada (BxH)	Seção adotada (BxH)
P1	2,49	27,32	2,50	360,00	15x24	15x40
P2	5,97	65,49	2,20	366,64	15x25	15x40
P3	5,71	62,64	2,20	360,00	15x24	15x40
P4	5,71	62,64	2,20	360,00	15x24	15x40
P5	5,97	65,49	2,20	366,64	15x25	15x40
P6	2,49	27,32	2,50	360,00	15x24	15x40
P7	4,82	52,88	2,20	360,00	15x24	15x40
P8	11,50	126,16	1,80	577,84	15x39	15x60
P9	11,00	120,67	1,80	552,72	15x37	15x60
P10	11,00	120,67	1,80	552,72	15x37	15x60
P11	11,50	126,16	1,80	577,84	15x39	15x60
P12	4,82	52,88	2,20	360,00	15x24	15x40
P13	2,49	27,32	2,50	360,00	15x24	15x40
P14	7,17	78,65	2,20	440,33	15x30	15x40
P15	7,35	80,63	2,20	451,39	15x31	15x40
P16	7,35	80,63	2,20	451,39	15x31	15x40
P17	7,17	78,65	2,20	440,33	15x30	15x40
P18	2,49	27,32	2,50	360,00	15x24	15x40

Tabela 4.4 - Pré-dimensionamento dos pilares do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

Pode-se perceber que as seções adotadas nos pilares não correspondem as respectivas áreas de seções calculadas, pois as seções foram adotadas de tal forma que o coeficiente gama-z deste exemplo não ficasse acima do limite 1,1 como será visto nos resultados.

A figura 4.4 apresenta a planta de formas da estrutura concebida de acordo com os princípios de concepção estrutural vistos no item 3.2, os pilares estão dispostos com suas direções de forma a aproximar as rigidezes globais da estrutura.

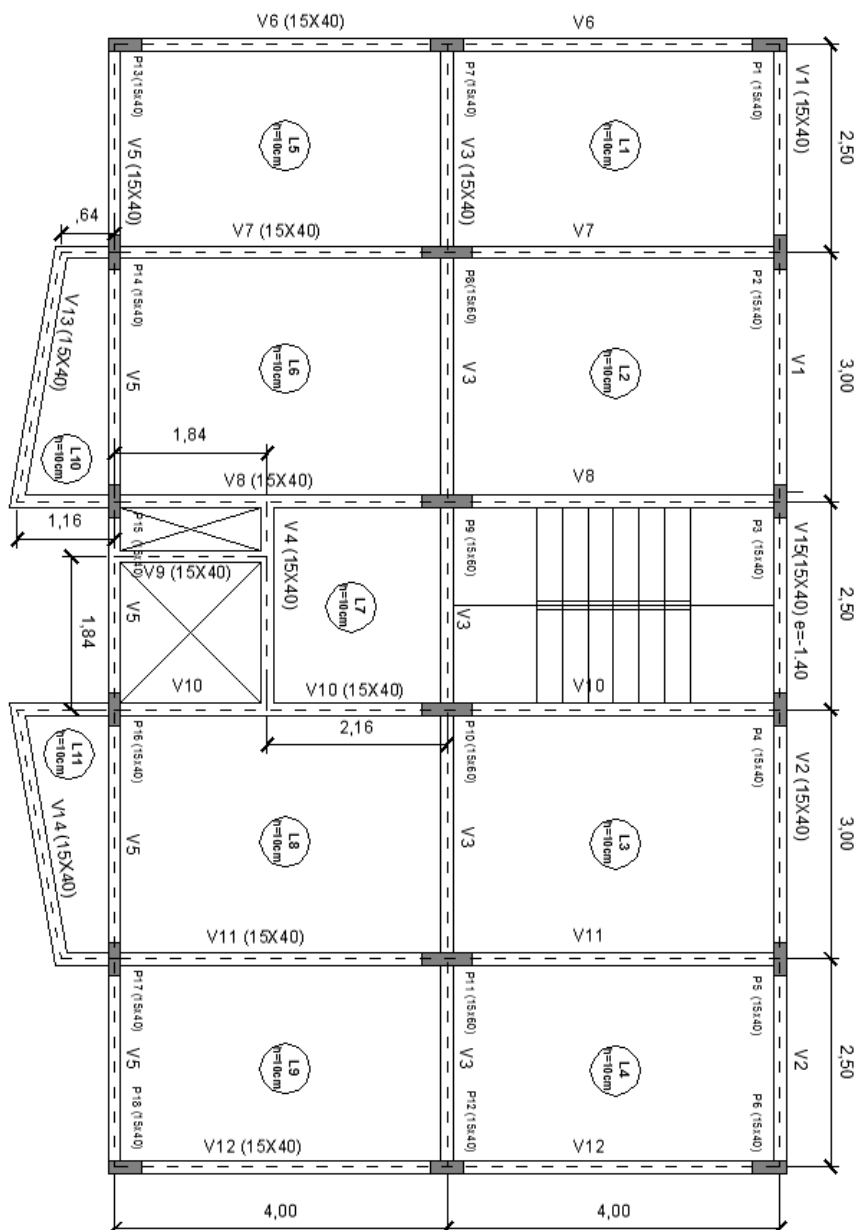


Figura 4.4 - Planta de formas do pavimento tipo do exemplo 1, dimensões em metros (Desenvolvido pelo autor)

4.1.3 Modelos e configurações no SAP2000

4.1.3.1 Vigas contínuas

Como a ABNT NBR 6118:2014 não é clara quanto a forma de cálculo do momento de engastamento perfeito, no modelo de vigas contínuas foi modelado a viga inteira no software FTOOL para obtenção dos momentos de engastamento perfeito como mostra o exemplo da viga V5 na figura 4.5.

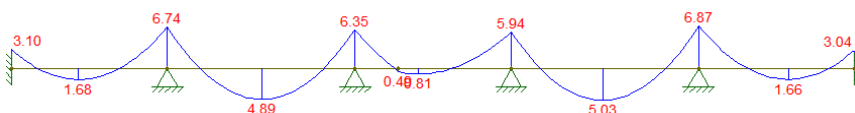


Figura 4.5 - Momentos nas extremidades da V5 do exemplo 1 adotando esgatamento perfeito (Desenvolvido pelo autor)

Então foi usado EXCEL para o cálculo dos momentos simplificados da ABNT NBR 6118:2014, a tabela 4.5 apresenta os momentos e a figura 4.6 as vigas com as configurações de carregamento sem peso próprio.

		Meng (kN.m)	lvig (m)	rvig	B (m)	H (m)	rpil	M (kN.m)
V1	P1	4,50	2,50	3,20E-04	0,40	0,15	8,04E-05	1,50
	P3	7,20	3,00	2,67E-04	0,15	0,40	5,71E-04	5,84
V2	P4	7,20	3,00	2,67E-04	0,15	0,40	5,71E-04	5,84
	P6	4,50	2,50	3,20E-04	0,40	0,15	8,04E-05	1,50
V3	P7	7,70	2,50	3,20E-04	0,40	0,15	8,04E-05	2,57
	P12	7,70	2,50	3,20E-04	0,40	0,15	8,04E-05	2,57
V5	P13	3,10	2,50	3,20E-04	0,40	0,15	8,04E-05	1,04
	P18	3,05	2,50	3,20E-04	0,40	0,15	8,04E-05	1,02
V6	P13	16,26	4,00	2,00E-04	0,15	0,40	5,71E-04	13,84
	P1	12,78	4,00	2,00E-04	0,15	0,40	5,71E-04	10,88
V7	P2	24,88	4,00	2,00E-04	0,40	0,15	8,04E-05	11,09
V8	P3	11,29	4,00	2,00E-04	0,40	0,15	8,04E-05	5,03
V10	P4	11,85	4,00	2,00E-04	0,40	0,15	8,04E-05	5,28
V11	P5	24,88	4,00	2,00E-04	0,40	0,15	8,04E-05	11,09
V12	P18	16,26	4,00	2,00E-04	0,15	0,40	5,71E-04	13,84
	P6	12,78	4,00	2,00E-04	0,15	0,40	5,71E-04	10,88
V15	P3	11,89	2,50	3,20E-04	0,15	0,40	5,71E-04	9,29
	P4	11,89	2,50	3,20E-04	0,15	0,40	5,71E-04	9,29

Tabela 4.5 - Cálculo dos momentos simplificados do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

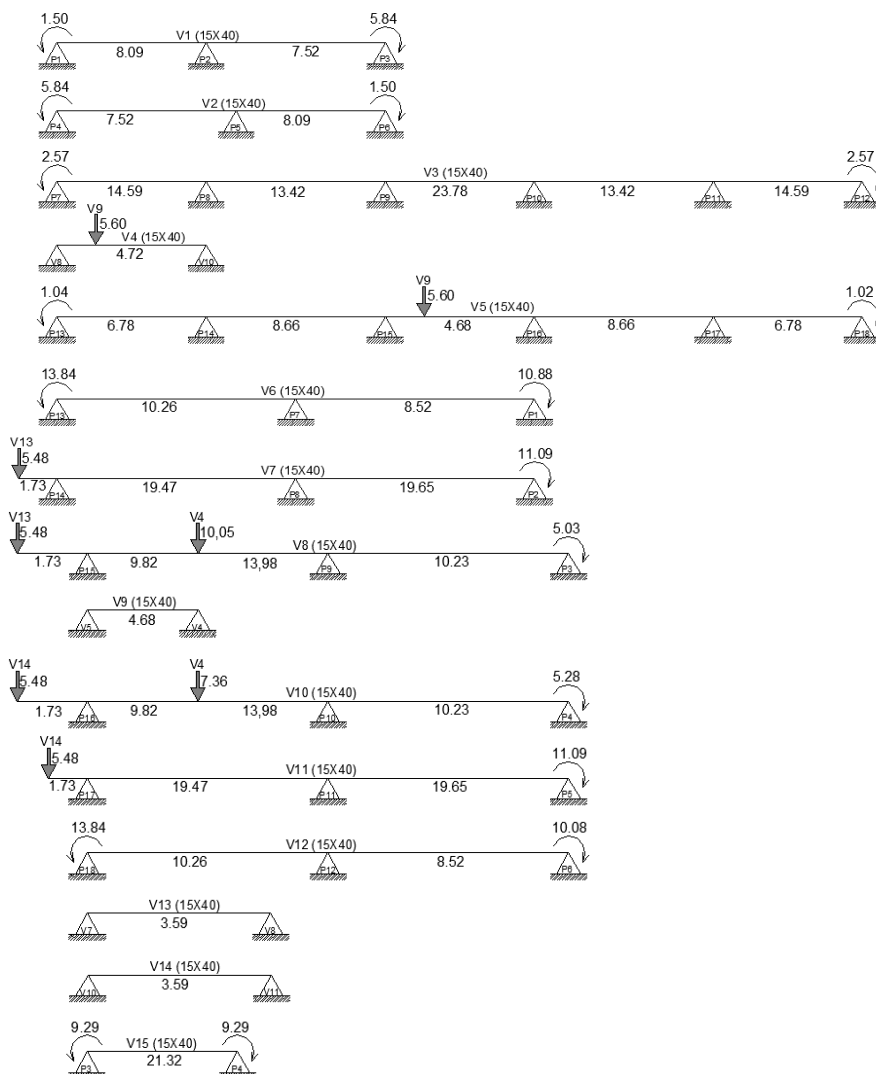


Figura 4.6 - Carregamentos nas vigas em kN/m com valores característicos do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

A figura 4.7 apresenta a modelagem da viga contínua no SAP2000, com os apoios simples nos lugares dos pilares.



Figura 4.7 - Viga contínua modelada no SAP2000 (Desenvolvido pelo autor)

4.1.3.2 Pórtico H

No modelo de pórtico H foram usados os mesmos carregamentos do modelo em vigas contínuas, porém, excluídos os momentos simplificados da norma e modelado os pilares conforme figura 4.8.

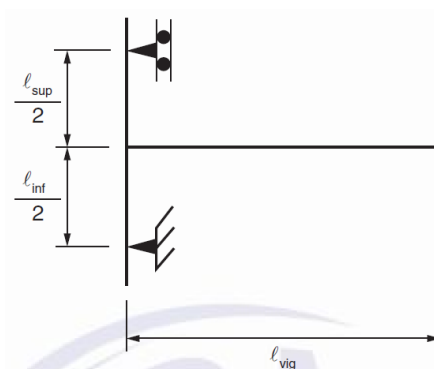


Figura 4.8 - Representação dos pilares no modelo (Adaptado de ABNT NBR 6118:2014)

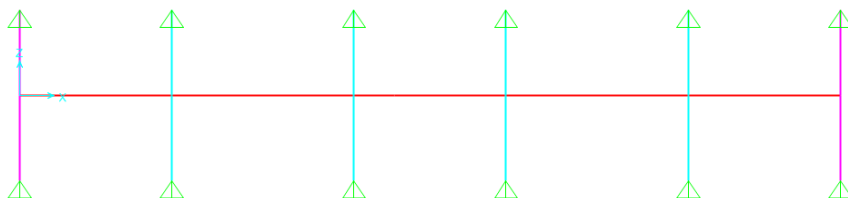


Figura 4.9 - Modelagem no SAP2000 (Desenvolvido pelo autor)

4.1.3.3 Grelha somente de vigas

O cálculo das rigidezes dos pilares segue conforme visto no item 3.3.3, a tabela 4.6 apresenta os resultados.

Pilar	B (m)	H (m)	I _{maior}	I _{menor}	K _{maior} (kN.m)	K _{menor} (kN.m)
15x40	0,15	0,4	0,000800	0,000113	82.285,71	11.571,43
15x60	0,15	0,6	0,002700	0,000169	277.714,29	17.357,14

Tabela 4.6 - Rigidezes dos pilares do exemplo 1(Desenvolvido pelo autor)

As rigidezes a torção das vigas foram reduzidas conforme figura 4.8.

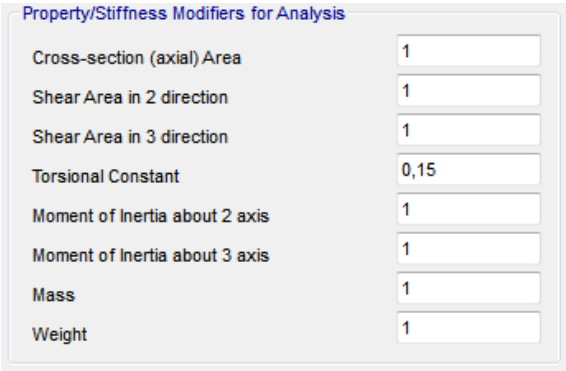


Figura 4.10 - Redução da rigidez a torção nas vigas no SAP2000

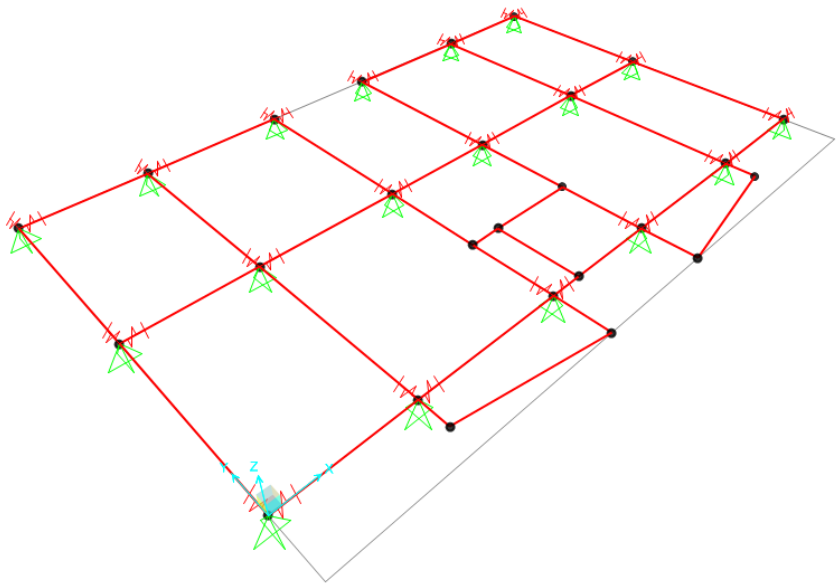


Figura 4.11 – Grelha sem lajes do exemplo 1 no SAP2000 (Desenvolvido pelo autor)

4.1.3.4 Grelha com lajes

No modelo de grelha com lajes em elementos finitos foram usadas as mesmas configurações do modelo sem lajes, porém, excluído o carregamento das lajes nas vigas.

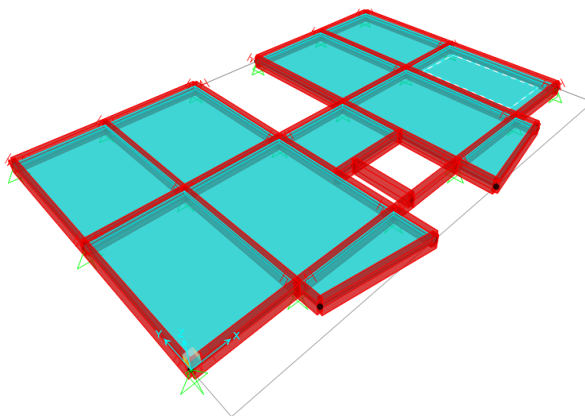


Figura 4.12 - Grelha com lajes do exemplo 1 modelada no SAP2000 (Desenvolvido pelo autor)

4.1.3.5 Pórtico plano

No modelo de pórtico plano os carregamentos transversais nos pórticos longitudinais e vice-versa, foram obtidos do modelo de pórtico H de acordo as figuras 4.13 e 4.14.

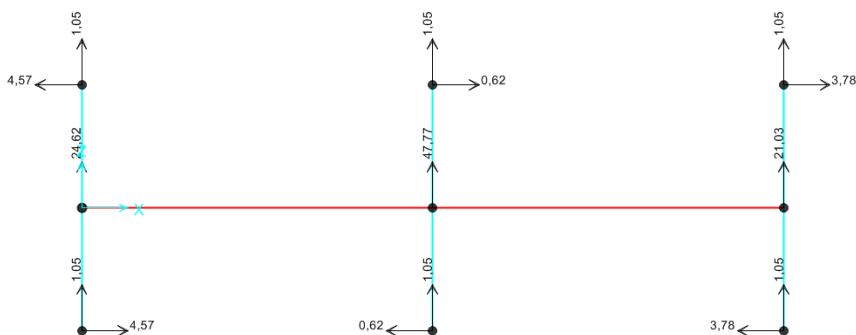


Figura 4.13 - Reações de apoio da viga V6 do exemplo 1(Desenvolvido pelo autor)

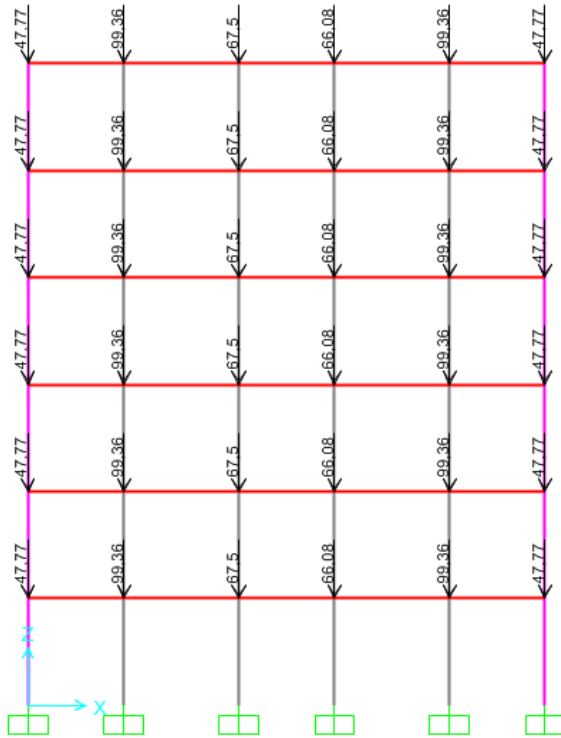
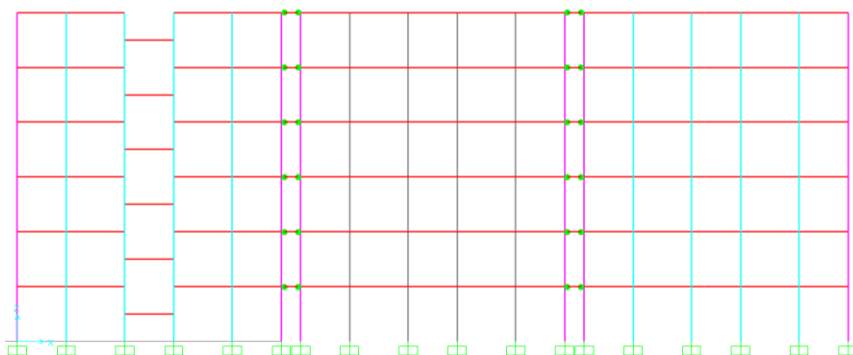


Figura 4.14 - Reações de apoio dos pórticos transversais no longitudinal do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

Para a obtenção das envoltórias de carregamento considerando as duas direções de vento no pórtico, a estrutura foi modelada em pórticos planos associados com os carregamentos totais de vento nas duas direções, a figura 4.15 apresenta os pórticos associados por barras articuladas na direção X da estrutura.



**Figura 4.15 - Pórticos planos associados do exemplo 1 na direção X
(Desenvolvido pelo autor)**

No apoio dos pilares nas fundações foi adotado engastamento total, representando fundações por estacas, como apresentado na figura 4.16.

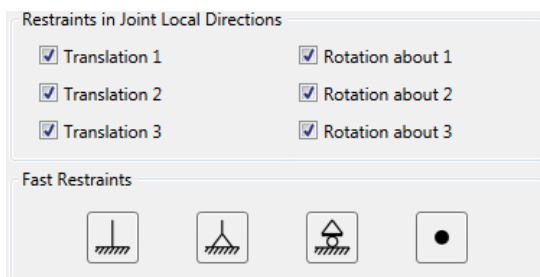


Figura 4.16 - Restrições adotadas nos pilares (SAP2000)

4.1.3.6 Pórtico espacial s/ lajes

No modelo de pórtico espacial sem lajes os carregamentos nas vigas são os mesmos do modelo de grelha somente de vigas, para os carregamentos de vento foram adotadas “lajes de seda” (artifício inventado pelo Prof. Flávio de O. Costa e pelo Eng. Edvaldo Costa). As “lajes de seda” são lajes com espessura muito pequena, sem função estrutural, que servem apenas para distribuir a pressão do vento, a figura 4.17 as propriedades do material “Seda” e a figura 4.18 apresenta os carregamentos de ventos nas “lajes de seda” na direção $-Y$.

General Data

Material Name and Display Color: Seda ■

Material Type: Concrete

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 0,

Mass per Unit Volume: 0,

Units

KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 100,

Poisson, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 41,6667

Figura 4.17 - Propriedades do material "Seda" (SAP2000)

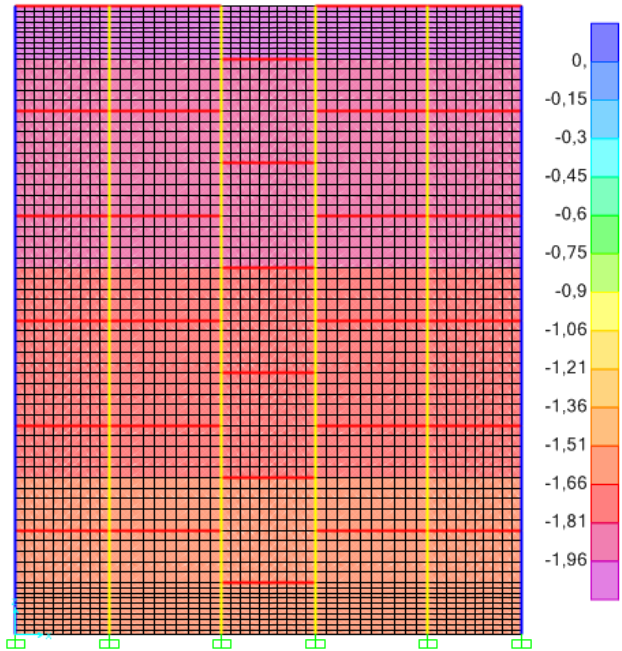


Figura 4.18 - Carregamentos de vento nas "lajes de seda" do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

Também serão usados os modelos de pórticos espaciais com carregamento de vento concentrado nos nós, a fim de validar os modelos com carregamento de vento por lajes de “seda”. Os carregamentos nos nós do pórtico foram obtidos por áreas de influência adotando distancias de 0,51 para as duas direções do nó, no

plano de carregamento de vento. A figura 4.19 apresenta o pórtico espacial com carregamento de vento na direção Y.

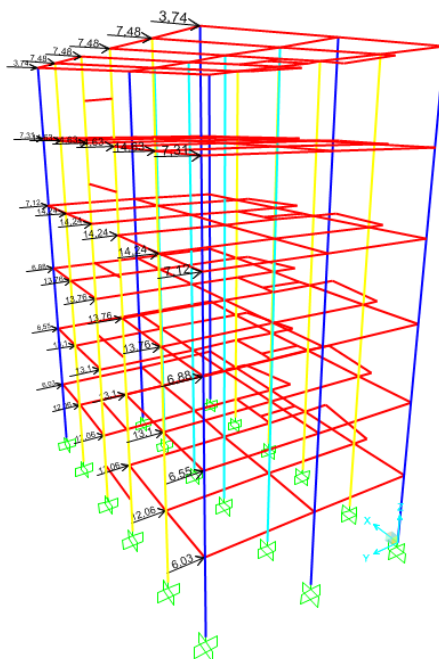


Figura 4.19 - Carregamento de vento concentrado nos nós com valores característicos na direção Y do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

Como visto no item 3.3.8 deve-se adotar uma majoração nas rigidezes dos pilares da ordem de 3 a 5 devido a efeitos construtivos, neste modelo foi adotado fator 5 para os pilares intermediários e 4 para os demais.

Para incorporação do comportamento das lajes no modelo foram adotadas majorações na rigidez axial e no momento do eixo de menor inércia das vigas, como mostram as figuras 4.20 e 4.21.

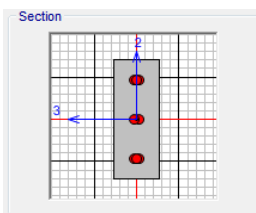


Figura 4.20 - Eixos locais das vigas do exemplo 1 (SAP2000)

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1000
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	0,15
Moment of Inertia about 2 axis	1000
Moment of Inertia about 3 axis	1
Mass	1
Weight	1

Figura 4.21 - Modificação nas propriedades das vigas no modelo de pórtico espacial sem lajes (SAP2000)

A figura 4.22 apresenta o pórtico espacial sem lajes do exemplo 1, sendo que na base dos pilares foram adotados engastamentos totais, representando fundações por estacas.

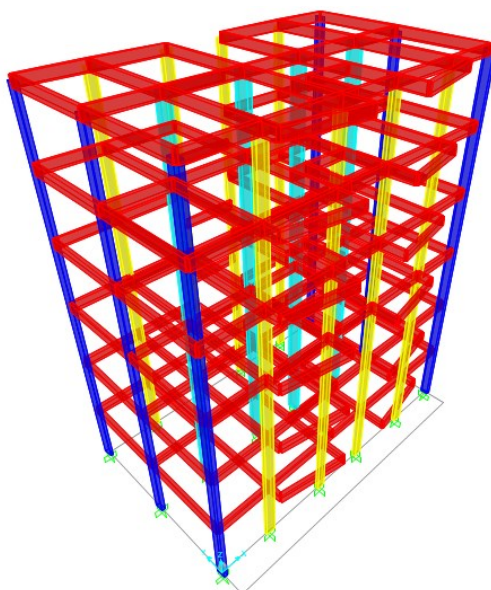


Figura 4.22 - Pórtico espacial do exemplo 1 modelado no SAP2000 (Desenvolvido pelo autor)

4.1.3.7 Pórtico espacial com lajes

O modelo de pórtico espacial com lajes tem as mesmas configurações do modelo de pórtico espacial sem lajes, porém, com lajes modeladas em elementos finitos, a figura 4.23 apresenta o modelo no SAP2000.

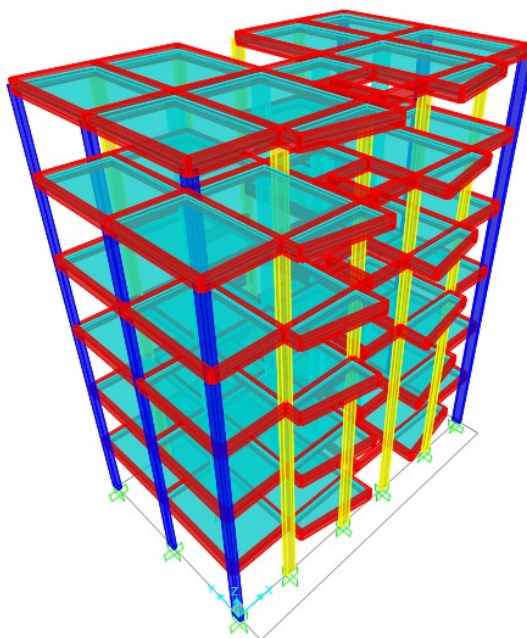


Figura 4.23 - Pórtico espacial com lajes do exemplo 1 modelado no SAP2000 (Desenvolvido pelo autor)

4.2 EXEMPLO 2

O projeto arquitetônico do pavimento tipo do exemplo 2 conta com um apartamento por andar, com uma sala de estar integrada a cozinha, uma área de serviço, um dormitório, um banheiro e uma suíte, como ilustrado na figura 4.24. O pé-direito deste exemplo é de 3,00 metros.

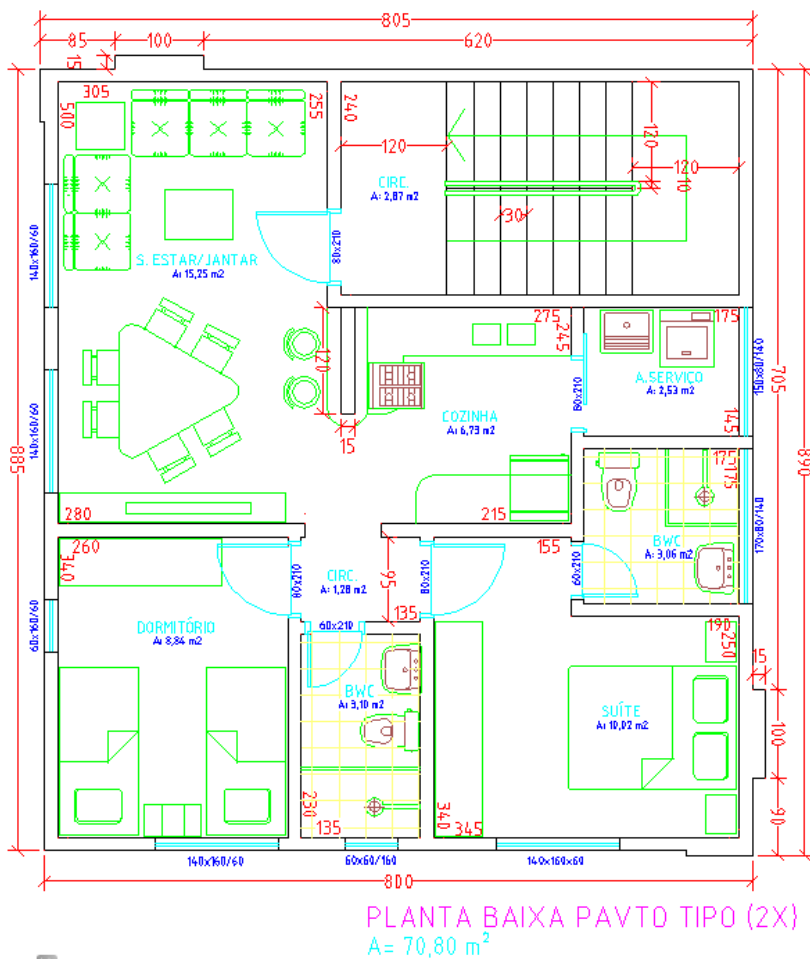


Figura 4.24 - Projeto arquitetônico do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)

A figura 4.25 apresenta a planta de formas do pavimento tipo.

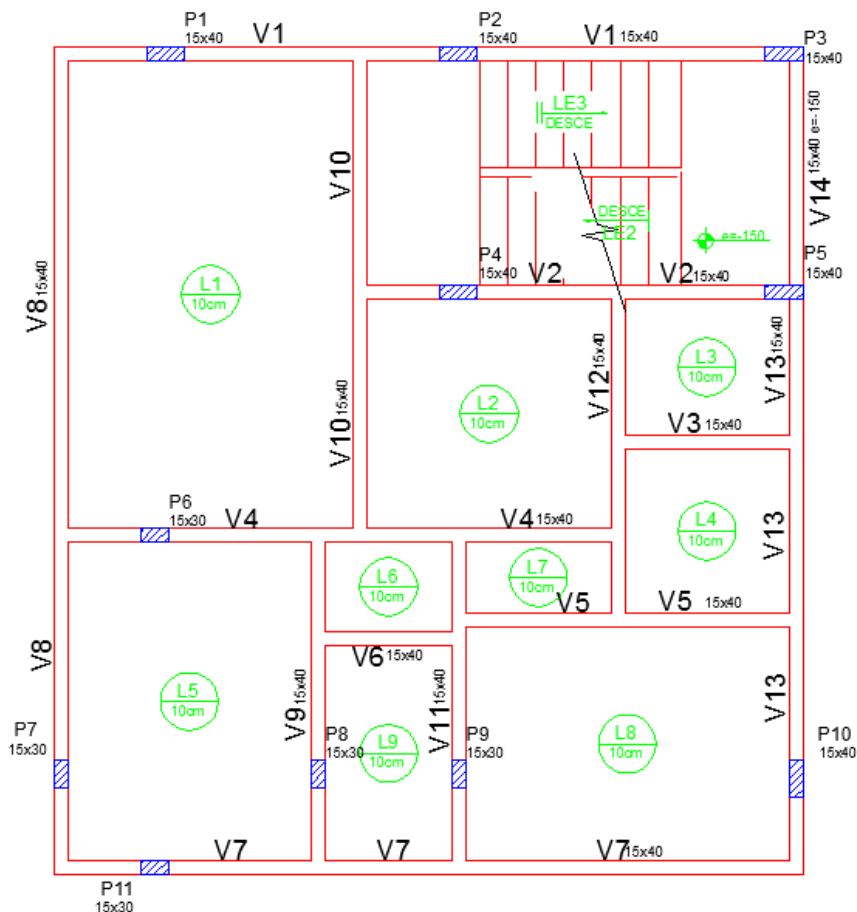


Figura 4.25 - Forma do pavimento tipo do exemplo 2, dimensões em centímetros (Desenvolvido no software Eberick)

4.2.1 Carregamentos

Para obtenção dos carregamentos foram usados os mesmos métodos do exemplo 1, a tabela 4.7 apresenta o memorial de cálculo das reações de apoio, com valores característicos, das lajes nas vigas do pavimento.

Laje	lx	ly	λ	Peso Próprio (kN/m²)	Revesti- mento (kN/m²)	Piso (kN/m²)	Acidental (kN/m²)	Coeficientes				Reações de apoio (kN/m)			
								v _x	v' _x	v _y	v' _y	V _x	V' _x	V _y	V' _y
L1	3,20	5,15	1,61	2,50	2,10	0,18	1,50	2,98	4,36	2,17	3,17	5,99	8,76	4,36	6,37
L2	2,60	2,75	1,06	2,50	2,10	0,18	1,50	1,79	2,63	-	3,08	2,92	4,29	-	5,03
L3	1,60	1,90	1,19	2,50	2,10	0,18	2,00	2,53	3,70	2,17	3,17	2,74	4,01	2,35	3,44
L4	1,90	1,90	1,00	2,50	2,10	0,18	1,50	1,71	2,50	-	3,03	2,04	2,98	-	3,62
L5	2,75	3,55	1,29	2,50	2,10	0,18	1,50	2,63	2,90	2,17	3,17	4,54	5,01	3,75	5,47
L6	1,10	1,50	1,36	2,50	2,10	0,18	1,50	-	3,15	-	2,50	-	2,18	-	1,73
L7	0,90	1,70	1,89	2,50	2,10	0,18	1,50	-	3,68	-	2,50	-	2,08	-	1,41
L8	2,65	3,60	1,36	2,50	2,10	0,18	1,50	2,73	3,99	2,17	3,17	4,54	6,64	3,61	5,28
L9	1,50	2,45	1,63	2,50	2,10	0,18	1,50	-	3,81	1,71	2,50	-	3,59	1,61	2,36
E1	2,50	5,02	2,01	3,00	2,10	0,18	3,00	-	-	1,00	-	-	-	20,37	-

**Tabela 4.7 - Reações de apoio das lajes nas vigas do exemplo 2
(Desenvolvido pelo autor)**

A figura 4.26 ilustra os carregamentos de alvenaria + reações de apoio das lajes, para obtenção do carregamento total das vigas deve-se adicionar 1,5 kN/m (Valor característico) em todas, como peso próprio.

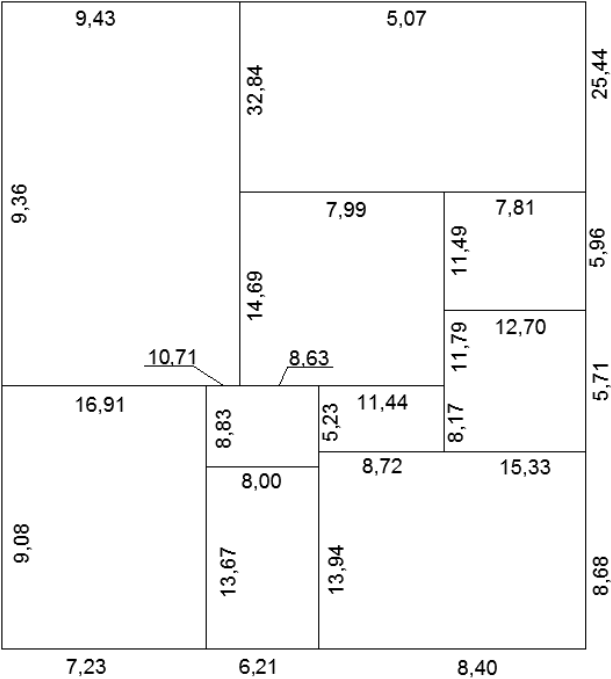


Figura 4.26 - Carregamento de alvenaria + reações das lajes com valores característicos do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)

As tabelas 4.8 e 4.9 apresentam os cálculos de vento nas direções X e Y da edificação.

Vento (X)					
Nível (m)	S ₂	V _k (m/s)	q (kN/m ²)	Área (m ²)	F (kN)
3,00	1,02	44,00	1,39	26,70	37,08
6,00	1,07	45,87	1,51	26,70	40,30
9,00	1,09	47,00	1,58	13,35	21,15

Tabela 4.8 - Cálculo de Vento na direção X do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)

Vento (Y)					
Nível (m)	S ₂	V _k (m/s)	q (kN/m ²)	Área (m ²)	F (kN)
3,00	1,02	44,00	1,31	24,15	31,53
6,00	1,07	45,87	1,42	24,15	34,27
9,00	1,09	47,00	1,49	12,08	17,99

Tabela 4.9 - Cálculo de Vento na direção Y do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)

No modelo de vigas contínuas será usado o momento simplificado da norma nos pilares de extremidade como visto anteriormente, a tabela 4.10 apresenta o memorial de cálculo dos momentos.

		M _{eng} (kN.m)	l _{vig} (m)	r _{vig}	B (m)	H (m)	r _{pil}	M (kN.m)
V1	P3	4,28	3,60	2,22E-04	0,15	0,40	5,71E-04	3,58
V2	P5	4,48	3,55	2,25E-04	0,15	0,40	5,71E-04	3,74
V13	P5	80,53	5,20	1,54E-04	0,40	0,15	8,04E-05	41,14
V14	P5	14,60	2,50	3,20E-04	0,40	0,15	8,04E-05	4,88
	P3	14,60	2,50	3,20E-04	0,40	0,15	8,04E-05	4,88

Tabela 4.10 - Cálculos dos momentos simplificados das vigas do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)

A partir dos momentos e carregamentos do pavimento foram montados as configurações de carregamentos das vigas, com as reações de apoio em kN, momentos em kN.m e carregamento distribuído em kN/m, a figura 4.28 ilustra as vigas contínuas, sem peso próprio.

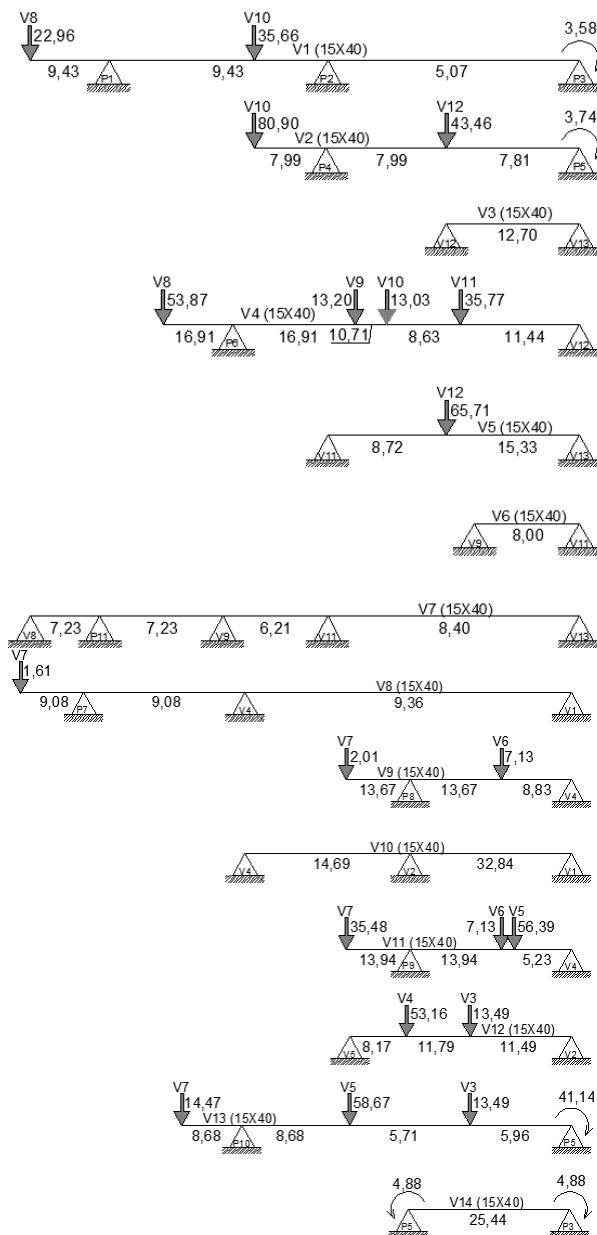


Figura 4.28 - Carregamentos nas vigas do exemplo 2 em kN e metros, sem peso próprio com valores característicos (Desenvolvido pelo autor)

No modelo de grelha serão usadas rigidezes dos pilares conforme tabela 4.11.

Pilar	B (m)	H (m)	I _{maior}	I _{menor}	K _{maior} (kN.m)	K _{menor} (kN.m)
15x40	0,15	0,4	0,000800	0,000113	76.800,00	10.800,00
15x30	0,15	0,3	0,000338	0,000084	32.400,00	8.100,00

Tabela 4.11 - Rigidezes dos pilares do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)

4.2.2 Configurações no SAP2000

As configurações no SAP2000 seguem as mesmas do exemplo 1, porém, não será usado o modelo de pórtico plano, a figura 4.29 apresenta o pórtico espacial com lajes desenhado no SAP2000.

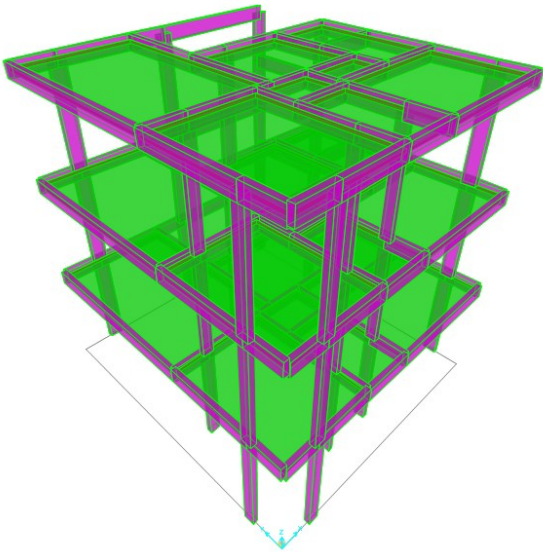


Figura 4.29 - Pórtico espacial com lajes do exemplo 2 no SAP2000 (Desenvolvido pelo autor)

5 RESULTADOS

5.1 EXEMPLO 1

5.1.1 Análise de estabilidade global

Na análise de estabilidade global da estrutura será usado o coeficiente

gama-z, calculado para todos os modelos. As figuras a seguir mostram os deslocamentos dos pórticos adotando a não linearidade física aproximada.

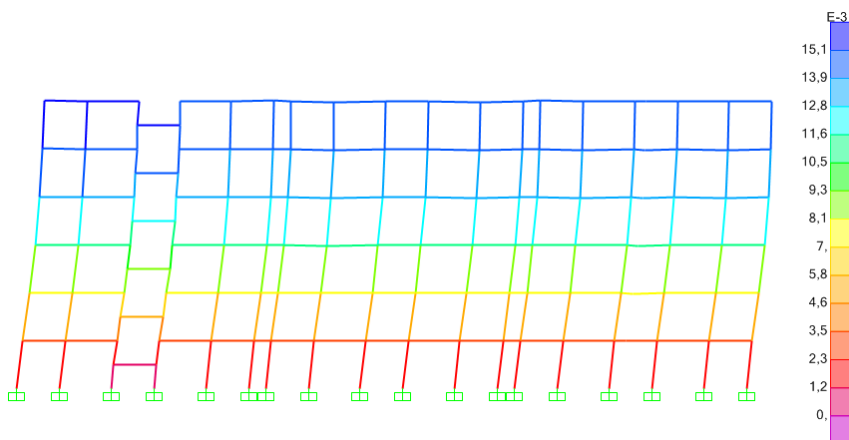


Figura 5.1 - Deformada na direção X do exemplo 1 em metros 100x - Pórtico plano associado (Desenvolvido pelo autor)

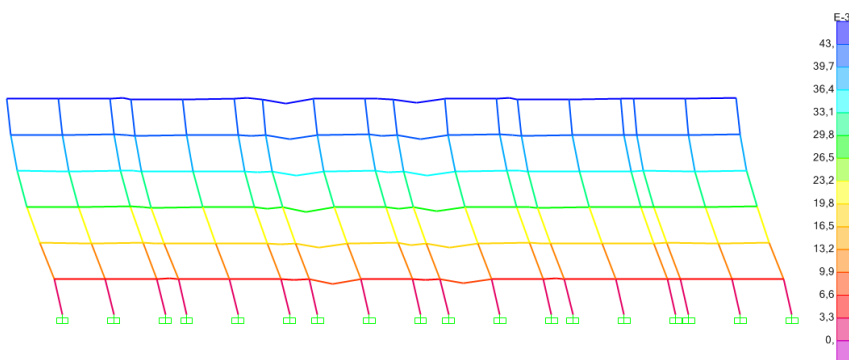


Figura 5.2 - Deformada na direção Y do exemplo 1 em metros 100x - Pórtico plano associado (Desenvolvido pelo autor)

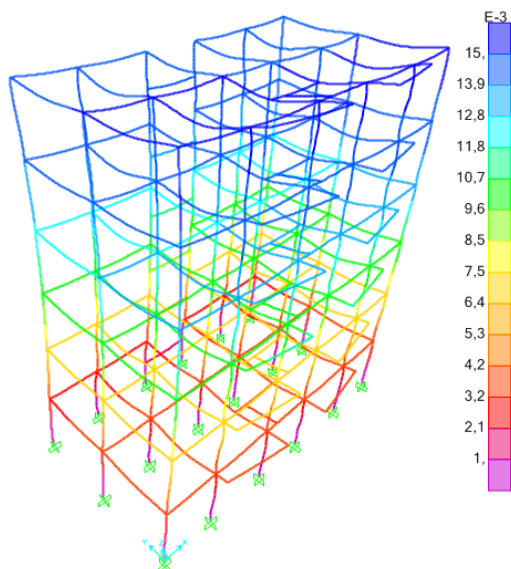


Figura 5.3 - Deformada na direção X do exemplo 1 em metros 100x -Pórtico espacial (Desenvolvido pelo autor)

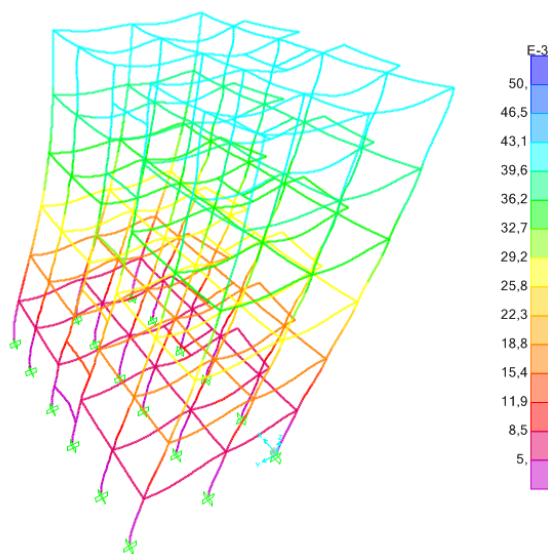


Figura 5.4 - Deformada na direção Y do exemplo 1 em metros 100x -Pórtico espacial (Desenvolvido pelo autor)

Com os deslocamentos obtidos no software SAP2000 foram montadas as tabelas 5.1 e 5.2 que apresentam as cargas atuantes em cada pavimento da estrutura e seus respectivos deslocamentos, para cada modelo de cálculo.

Eixo X								
				Deslocamento Horizontal (cm)				
Pavimento	Altura Relativa (m)	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)	Pórtico plano associado	Pórtico esp. s/ lajes (Vento concentrado)	Pórtico esp. s/ lajes (Vento por l. de "seda")	Pórtico esp. c/ lajes (Vento concentrado)	Pórtico esp. c/ lajes (Vento por l. de "seda")
Cobertura	16,80	1.655,46	18,78	1,51	1,56	1,53	1,53	1,50
Pvto Tipo 5	14,00	1.796,28	36,50	1,44	1,50	1,47	1,46	1,44
Pvto Tipo 4	11,20	1.796,28	35,53	1,30	1,34	1,32	1,31	1,29
Pvto Tipo 3	8,40	1.796,28	34,33	1,05	1,09	1,07	1,07	1,05
Pvto Tipo 2	5,60	1.796,28	32,70	0,72	0,74	0,73	0,73	0,72
Pvto Tipo 1	2,80	1.796,28	30,08	0,32	0,33	0,32	0,32	0,32

Tabela 5.1 - Deslocamentos Eixo X do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

Eixo Y								
				Deslocamento Horizontal (cm)				
Pavimento	Altura Relativa (m)	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)	Pórtico plano associado	Pórtico esp. s/ lajes (Vento concentrado)	Pórtico esp. s/ lajes (Vento por l. de "seda")	Pórtico esp. c/ lajes (Vento concentrado)	Pórtico esp. c/ lajes (Vento por l. de "seda")
Cobertura	16,80	1.655,46	42,15	4,30	4,31	4,25	4,09	4,04
Pvto Tipo 5	14,00	1.796,28	81,91	4,01	4,02	3,97	3,82	3,77
Pvto Tipo 4	11,20	1.796,28	79,74	3,50	3,50	3,46	3,34	3,30
Pvto Tipo 3	8,40	1.796,28	77,04	2,73	2,73	2,70	2,61	2,58
Pvto Tipo 2	5,60	1.796,28	73,38	1,73	1,73	1,71	1,67	1,65
Pvto Tipo 1	2,80	1.796,28	67,52	0,66	0,66	0,65	0,64	0,63

Tabela 5.2 - Deslocamentos Eixo Y do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

Analisando os resultados, observa-se uma diferença maior nos deslocamentos do eixo Y dos modelos de pórticos espaciais com lajes, porém essa diferença é justificável pelas rigidezes das lajes, somente representadas nestes modelos. O cálculo do coeficiente gama-z segue conforme visto no item 2.6.3, a tabela 5.3 apresenta os resultados.

Gama-Z	Pórtico plano associado		Pórtico esp. S/ lajes (Vento concentrado)		Pórtico esp. S/ lajes (Vento por l. de "seda")		Pórtico esp. C/ lajes (Vento concentrado)		Pórtico esp. C/ lajes (Vento por l. de "seda")	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (kN.m)	1.780	3.995	1.780	3.995	1.780	3.995	1.780	3.995	1.780	3.995
Momento de 2a. ordem de cálculo (kN.m)	112	298	116	298	114	295	113	285	111	281
Gama-Z	1,067	1,081	1,069	1,081	1,068	1,080	1,068	1,077	1,067	1,076

Tabela 5.3 - Resultados do coeficiente Gama-Z do exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

Comparando os modelos de pórticos espaciais com o modelo de pórtico plano associado, observou-se uma diferença maior de 0,46 % no gama-z do eixo Y

do modelo de pórtico espacial com lajes e vento por lajes de seda, portando todos os modelos são validos.

5.1.2 Análise das vigas

O parâmetro de comparação entre os modelos será o número referente ao momento fletor solicitante de cálculo nos “vãos” e nos “apoios” das vigas, sendo que nos apoios foi adotado o maior valor em módulo. Para facilitar a compreensão dos resultados os modelos que permitem a consideração da ação do vento estarão com fonte em **negrito**, e os modelos que não permitem a consideração da ação do vento com fonte normal. Outro modo adotado para compressão dos resultados é a diferenciação da cor da fonte, momentos negativos em **vermelho** e positivos em **azul**.

Nos modelos de pórtico plano associado e pórticos espaciais, foram adotados os resultados da viga do primeiro pavimento, pois, considerando a ação do vento na estrutura, e após analises dos resultados, percebeu-se que esta viga é a mais solicitada. Os resultados destes modelos são referentes às envoltórias das vigas.

É comum que várias vigas em um pavimento apresentem comportamentos bem parecidos, portando, será apresentado aqui apenas as vigas que possuem particularidades e comportamentos diferentes entre si.

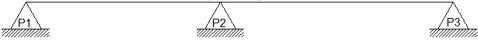
	V1=V2 (15X40)				
					
Valores em "kN.m"	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Vigas Contínuas	-2.10	4.92	-9.73	5.25	-8.18
Pórtico H	-2.00	5.09	-10.23	5.41	-7.38
Grelha s/ lajes	-1.94	5.07	-10.31	5.36	-7.37
Grelha c/ lajes	-1.32	5.63	-10.97	6.36	-7.91
Pórtico plano (3º Pvto)	-3.42	5.38	-9.72	6.01	-6.68
Pórtico espacial s/ lajes (3º Pvto)	-3.40	5.48	-9.72	6.00	-6.68
Pórtico espacial c/ lajes (3º Pvto)	-2.63	5.94	-10.68	7.00	-6.98
Pórtico plano (1º Pvto)	-2.28	5.28	-10.41	5.86	-6.29
Pórtico espacial s/ lajes (1º Pvto)	-2.25	5.28	-10.37	5.84	-6.37
Pórtico espacial c/ lajes (1º Pvto)	-1.56	5.86	-11.18	6.87	-6.86
Pórtico plano assoc. [1º Pvto]	-11.46	9.72	-32.58	20.76	-33.39
Pórt. esp. s/ lajes (V. conc.) [1º Pvto]	-11.23	9.48	-31.92	19.82	-32.53
Pórt. esp. s/ lajes (L. de "seda") [1º Pvto]	-11.08	9.70	-31.57	19.41	-32.12
Pórt. esp. c/ lajes (V. conc.) [1º Pvto]	-10.03	9.26	-32.10	18.97	-32.47
Pórt. esp. c/ lajes (L. de "seda") [1º Pvto]	-9.90	9.14	-31.77	18.66	-32.07

Figura 5.5 - Momentos solicitantes na viga V1=V2 do Exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

Comparando os valores de momentos solicitantes nos modelos sem consideração da ação do vento percebe-se uma variação comparando o modelo de pórtico H com os modelos de pórtico plano e pórtico espacial somente com carregamento vertical, isto se deve ao fato de que os modelos de pórtico plano e pórtico espacial levam em conta o efeito da viga de sacada, que diminui o

comprimento do pilar P3, variando os resultados. Observa-se também, comparando o mesmo modelo com e sem lajes, que os resultados diferem sempre na mesma ordem de grandeza, devido ao comportamento conjunto das lajes no pavimento, portanto, esta é uma das formas de validação dos resultados.

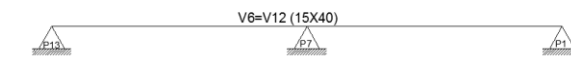
Analisando os resultados dos modelos com consideração do vento, percebe-se uma variação, apesar de pequena, comparando o modelo de pórtico plano associado com os modelos de pórticos espaciais, isto aconteceu, pois o modelo de pórtico plano associado não leva em conta a posição do pórtico na estrutura, ou seja, os resultados dos modelos de pórticos espaciais com vento concentrado nos nós e por lajes de “seda” comprovam que o carregamento de vento é feito por áreas de influência, como este pórtico se situa na extremidade da estrutura, ele recebe menos carregamento de vento, diminuindo todos os momentos nos modelos de pórticos espaciais. Apesar dessa variação, os resultados ainda são válidos para ambos os modelos, pois, a variação foi menor que 3%.

V3 (15x40)											
Valores em kN/m²	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Vigas Contínuas	-3,80	8,86	-15,20	7,25	-17,30	9,25	-17,30	7,25	-15,20	8,86	-3,80
Pórtico H	-3,40	8,70	-15,28	7,44	-17,60	8,94	-17,60	7,44	-15,28	8,70	-3,40
Grelha s/ lajes	-3,40	8,67	-15,46	7,45	-17,66	8,98	-17,66	7,45	-15,46	8,67	-3,40
Grelha c/ lajes	-2,95	10,86	-18,33	9,89	-18,43	8,98	-18,43	9,89	-18,31	10,87	-2,95
Pórtico plano (3º Pvo)	-3,85	8,86	-14,31	7,63	-17,97	8,50	-18,15	7,61	-14,25	8,87	-3,88
Pórtico espacial s/ lajes (3º Pvo)	-3,94	8,86	-14,18	7,65	-17,95	8,52	-18,13	7,63	-14,11	8,86	-3,87
Pórtico espacial c/ lajes (3º Pvo)	-3,38	10,97	-17,51	10,15	-18,65	8,70	-18,82	10,10	-17,45	10,98	-3,42
Pórtico plano (1º Pvo)	-3,14	8,98	-15,08	7,47	-17,73	8,79	-17,79	7,46	-15,06	8,99	-3,14
Pórtico espacial s/ lajes (1º Pvo)	-3,17	8,97	-15,06	7,47	-17,70	8,81	-17,79	7,46	-15,01	8,97	-3,20
Pórtico espacial c/ lajes (1º Pvo)	-2,58	11,16	-18,17	10,03	-18,55	8,85	-18,62	10,00	-18,15	11,16	-2,61
Pórtico plano assoc. (1º Pvo)	-11,38	10,95	-22,29	7,53	-24,83	10,19	-24,74	7,52	-22,42	11,00	-11,21
Port. esp. s/ lajes (V, conc.) (1º Pvo)	-11,41	10,97	-22,42	7,53	-24,81	10,23	-24,89	7,52	-22,39	10,97	-11,43
Port. esp. s/ lajes (L, de "seda") (1º Pvo)	-11,27	10,59	-22,12	7,53	-24,69	10,19	-24,77	7,52	-22,08	10,58	-11,30
Port. esp. c/ lajes (V, conc.) (1º Pvo)	-10,23	13,22	-24,86	10,30	-25,14	9,48	-25,21	10,28	-24,82	13,22	-10,25
Port. esp. c/ lajes (L, de "seda") (1º Pvo)	-10,10	12,97	-24,66	10,30	-25,03	9,47	-25,10	10,28	-24,62	12,97	-10,13

Figura 5.6 - Momentos solicitantes na viga V3 do Exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

Em relação aos modelos sem carregamento de vento a viga V3 se comporta praticamente da mesma maneira que a viga V1, porém aqui é visto variação maior nos momentos dos modelos com lajes, isto se deve ao fato de que as lajes em elementos finitos representam melhor seu comportamento conjunto no pavimento, alterando as reações de apoio nas vigas, este comportamento será mais perceptível nas vigas da sacada, como será visto.

Nos modelos com carregamento de vento percebe-se a mesma variação nos momentos solicitantes comparando o modelo de pórtico plano associado com os modelos de pórticos espaciais, corroborando a análise feita anteriormente na viga V1=V2, ou seja, como esse pórtico está na posição intermediária da estrutura, ele recebe mais carregamento de vento, aumentando os momentos nos modelos de pórticos espaciais.



Valores em "kN.m"	Apoio	Vão	Apoio	Vão	Apoio
Vigas Contínuas	-19.38	12.34	-21.81	9.54	-15.23
Pórtico H	-18.00	12.24	-23.38	10.12	-14.93
Grelha s/ lajes	-18.06	12.18	-23.43	10.09	-14.96
Grelha c/ lajes	-18.40	13.00	-22.84	10.30	-14.71
Pórtico plano (3º Pvto)	-20.86	12.28	-20.15	10.29	-15.39
Pórtico espacial s/ lajes (3º Pvto)	-20.46	12.30	-20.78	10.28	-15.65
Pórtico espacial c/ lajes (3º Pvto)	-20.95	13.12	-20.15	10.55	-15.02
Pórtico plano (1º Pvto)	-17.73	12.52	-23.09	10.29	-14.99
Pórtico espacial s/ lajes (1º Pvto)	-18.63	12.47	-22.29	10.36	-13.96
Pórtico espacial c/ lajes (1º Pvto)	-18.79	13.32	-21.85	10.59	-13.68
Pórtico plano assoc. [1º Pvto]	-62.87	29.15	-61.46	31.12	-58.32
Pórt. esp. s/ lajes (V. conc.) [1º Pvto]	-62.75	29.01	-61.29	31.10	-58.04
Pórt. esp. s/ lajes (L. de "seda") [1º Pvto]	-62.20	28.83	-60.81	30.74	-57.50
Pórt. esp. c/ lajes (V. conc.) [1º Pvto]	-61.46	27.57	-59.00	29.25	-56.33
Pórt. esp. c/ lajes (L. de "seda") [1º Pvto]	-60.94	27.24	-58.54	28.82	-55.82

**Figura 5.7 - Momentos solicitantes na viga V6=V12 do Exemplo 1
(Desenvolvido pelo autor)**

Esta viga se situa no pórtico de extremidade da estrutura, ou seja, pela análise feita anteriormente nas vigas V1=V2 e viga V3 eram esperadas as diminuições em todos os momentos dos pórticos espaciais comparado ao modelo de pórtico plano associado, e isto aconteceu, comprovando novamente a análise e validando os resultados.

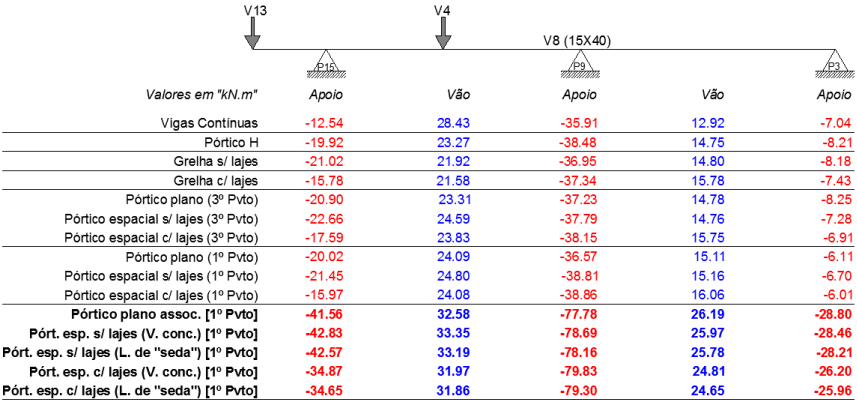
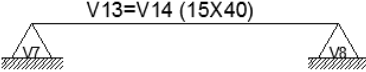


Figura 5.8 - Momentos solicitantes na viga V8 do Exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

Uma particularidade na viga V8 é a diminuição do momento negativo nos apoios das vigas em balanço comparando os modelos sem e com lajes, isso aconteceu devido à aproximação do carregamento da laje da sacada e do comportamento conjunto das lajes, onde a laje L6 por ter dimensões bem maiores que a L10, acabou “levantando” esta laje, diminuindo o carregamento nas vigas, como será visto nos resultados da viga V13.



	V13=V14 (15X40)		
	Apoio	Vão	Apoio
Valores em "kN.m"			
Vigas Contínuas	0.00	8.12	0.00
Pórtico H	0.00	8.12	0.00
Grelha s/ lajes	-0.56	7.77	-0.15
Grelha c/ lajes	-0.27	3.62	0.10
Pórtico plano (3º Pvto)	-	-	-
Pórtico espacial s/ lajes (3º Pvto)	-0.50	7.79	-0.15
Pórtico espacial c/ lajes (3º Pvto)	-0.22	3.68	0.70
Pórtico plano (1º Pvto)	-	-	-
Pórtico espacial s/ lajes (1º Pvto)	-0.52	7.78	-0.15
Pórtico espacial c/ lajes (1º Pvto)	-0.24	3.75	0.70
Pórtico plano assoc. [1º Pvto]	-	-	-
Pórt. esp. s/ lajes (V. conc.) [1º Pvto]	-0.95	7.88	-0.37
Pórt. esp. s/ lajes (L. de "seda") [1º Pvto]	-0.95	7.88	-0.37
Pórt. esp. c/ lajes (V. conc.) [1º Pvto]	-0.65	4.83	-0.01
Pórt. esp. c/ lajes (L. de "seda") [1º Pvto]	-0.64	4.84	-0.01

Figura 5.9 - Momentos solicitantes na viga V13=V14 do Exemplo 1 (Desenvolvido pelo autor)

Na viga V13=V14 nota-se o que levou a variação comentada anteriormente, comparando os modelos “com e sem lajes”, os resultados mostram uma diminuição do momento positivo devido ao formato trapezoidal da laje, que não foi considerado no cálculo das reações de apoio, sendo aproximado por retangular, e também devido ao comportamento conjunto das lajes L6 com L10 como comentado na viga V8.

5.2 EXEMPLO 2

5.2.1 Análise de estabilidade global

O exemplo 2 trata-se de um modelo com 3 pavimentos, neste caso na análise de estabilidade global deve ser usado o parâmetro de instabilidade α , e como parâmetro de comparação $\alpha_1=0,5$ (Só pórticos), segundo a ABNT NBR 6118:2014, porém também será calculado o parâmetro γ , somente para efeito de comparação com o exemplo 1.

5.2.1.1 Parâmetro de instabilidade α

Com o deslocamento máximo no topo do pórtico de 1,5 cm para combinação característica e os carregamentos de vento na direção considerada, foi

calculado, pelo método do pilar equivalente, $E_{ci}I_c = 1.105.343,42 \text{ kN.m}^2$, com $H_{tot} = 9,00 \text{ m}$ e $N_k = 3.161,63 \text{ kN}$, temos o seguinte cálculo do parâmetro α :

$$\alpha = 9,0 \cdot \sqrt{3.161,63 / (1.105.343,42)} = 0,48$$

Portando a estrutura é considerada de nós fixos, então a análise será feita sem consideração dos efeitos globais de 2ª ordem.

5.2.1.2 Coeficiente gama-z

Para o cálculo do coeficiente gama-z, os deslocamentos foram obtidos do modelo de pórtico espacial com lajes e vento por lajes de “seda”, validado anteriormente no exemplo 1. As figuras 5.10 e 5.11 apresentam os deslocamentos dos pórticos considerando a não linearidade física aproximada.

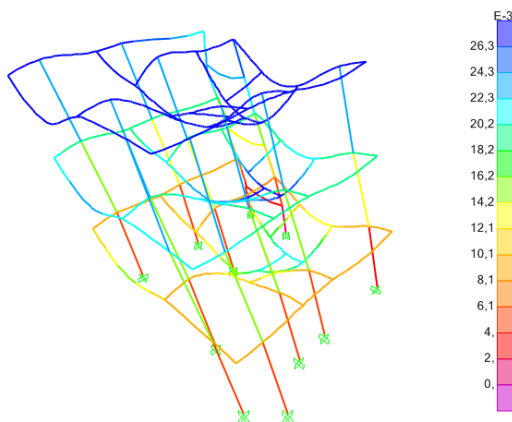


Figura 5.10 - Deformada do pórtico na direção Y 100x em metros do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)

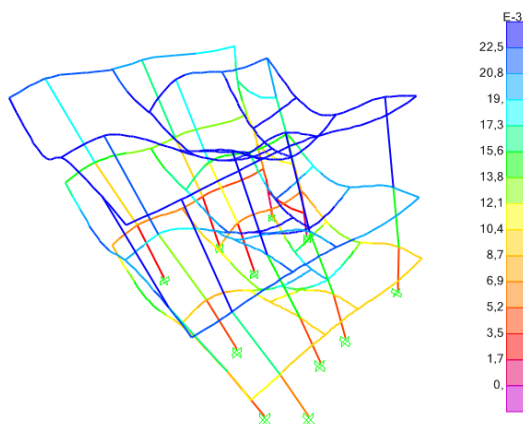


Figura 5.11 - Deformada do pórtico na direção X 100x em metros do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)

Com os deslocamentos obtidos no software SAP2000 foram montadas as tabelas 5.4 e 5.5 que apresentam as cargas atuantes em cada pavimento da estrutura e seus respectivos deslocamentos.

Eixo X				
Pavimento	Altura Relativa (m)	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)	Deslocamento horizontal (cm)
Cobertura	8,10	1.331,23	23,69	2,25
Pvto Tipo 2	5,60	1.547,53	45,14	1,65
Pvto Tipo 1	2,80	1.547,53	41,53	0,75

Tabela 5.4 - Deslocamentos no eixo X do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)

Eixo Y				
Pavimento	Altura Relativa (m)	Carga Vertical (kN)	Carga Horizontal (kN)	Deslocamento horizontal (cm)
Cobertura	8,10	1.331,23	17,66	2,63
Pvto Tipo 2	5,60	1.547,53	38,38	1,87
Pvto Tipo 1	2,80	1.547,53	40,30	0,84

Tabela 5.5 - Deslocamentos no eixo Y do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)

O cálculo do coeficiente Gama-Z segue conforme visto no item 2.6.3, a tabela 5.6 apresenta os resultados.

GAMA-Z	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (kN.m)	561	471
Momento de 2a. ordem de cálculo (kN.m)	67	77
Gama-Z	1,14	1,20

Tabela 5.6 - Resultados do gama-z do exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)

Observa-se então que pelo coeficiente gama-z a estrutura é considerada de nós móveis, porém serão seguidas as recomendações da ABNT NBR 6118:2014, levando em conta apenas o parâmetro α , para avaliação dos esforços globais de 2ª ordem.

5.2.2 Análise das vigas

Conforme visto no exemplo 1, aqui as análises serão feitas somente nas vigas que representem as particularidades deste exemplo.

Na comparação dos resultados das vigas do exemplo 2 não será usado o modelo de pórtico plano, pela dificuldade de representação de todas as vigas no SAP2000. As configurações de comparação seguem as mesmas vistas nas vigas do exemplo 1.

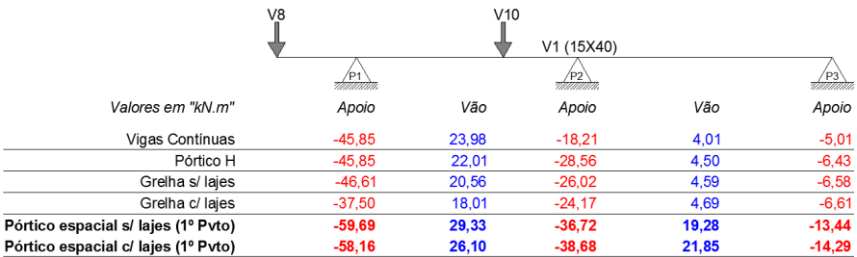


Figura 5.12 - Momentos solicitantes na viga V1 do Exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)

Percebe-se na viga V1 que o modelo de viga contínua apresentou resultados incompatíveis se comparado aos restantes, isso acontece, pois a rigidez dos pilares centrais não é representada neste modelo, portanto o modelo de vigas contínuas não funciona bem em vigas com tramo em balanço.

Na comparação entre os modelos com e sem carregamento de vento, não percebe-se uma variação tão grande como visto no exemplo 1, ou seja, neste exemplo a consideração do vento não é tão importante.

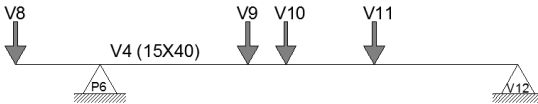


Diagram of beam V4 (15X40) supported at P6 and V12. It has downward loads V8, V9, V10, and V11. V8 is at the left end, V9 and V10 are between P6 and V12, and V11 is at V12.

Valores em "kN.m"	Apoio	Vão	Apoio
Vigas Contínuas	-88,19	100,43	-0,00
Pórtico H	-119,16	89,80	-0,00
Grelha s/ lajes	-108,66	46,45	0,65
Grelha c/ lajes	-75,95	27,52	1,88
Pórtico espacial s/ lajes (1º Pvtk)	-141,76	61,26	0,73
Pórtico espacial c/ lajes (1º Pvtk)	-100,38	35,22	2,07

Figura 5.13 - Momentos solicitantes na viga V4 do Exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)

Na viga V4 os resultados mostram uma grande variação nos resultados comparando os modelos de análise bidirecional com os modelos tridimensionais, isto acontece devido à limitação dos modelos unidirecionais na representação do comportamento conjunto das vigas da grelha.

Outra observação é referente aos valores elevados de momento fletor no apoio P6, isto ocorreu devido a concepção estrutural adotada neste exemplo, ressaltando a importância desta etapa no processo de cálculo estrutural.

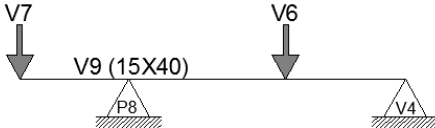
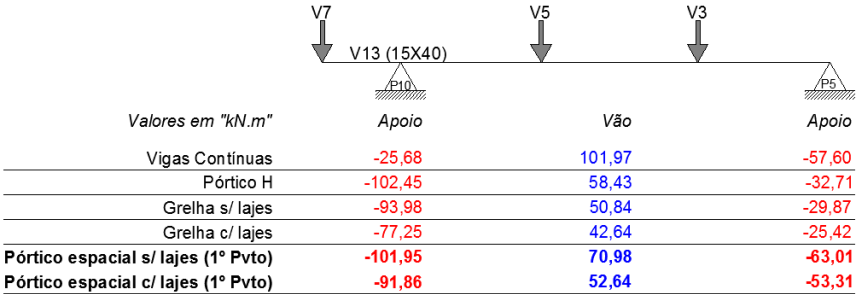


Diagram of beam V9 (15X40) supported at P8 and V4. It has downward loads V7 and V6. V7 is at the left end, and V6 is between P8 and V4.

Valores em "kN.m"	Apoio	Nó	Apoio
Vigas Contínuas	-13,43	15,06	-0,00
Pórtico H	-16,78	13,61	-0,00
Grelha s/ lajes	-54,95	-1,17	5,34
Grelha c/ lajes	-38,36	2,56	2,12
Pórtico espacial s/ lajes (1º Pvtk)	-69,99	11,41	7,18
Pórtico espacial c/ lajes (1º Pvtk)	-54,99	13,31	3,42

Figura 5.14 - Momentos solicitantes na viga V9 do Exemplo 2 (Desenvolvido pelo autor)

A análise dos resultados da viga V9 mostra que a hipótese inicial do apoio em V4 não é verdadeira, esta viga se comporta praticamente como dois balanços apoiados em P8.



**Figura 5.15 - Momentos solicitantes na viga V13 do Exemplo 2
(Desenvolvido pelo autor)**

Na viga V13 percebe-se novamente uma grande variação nos resultados comparando os modelos de viga contínua com os restantes, comprovando então que este modelo não funciona devido ao “efeito de grelha” no pavimento.

6 CONCLUSÕES

Após a realização deste trabalho pode-se comprovar que a etapa de análise estrutural é realmente a mais importante no processo de cálculo de elementos estruturais.

Os resultados das análises de estabilidade global mostraram a importância da concepção e pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Comparando os valores de gama- z 's calculados, viu-se que o exemplo 1 apesar de possuir 3 pavimentos a mais que o exemplo 2 se comportou melhor às cargas horizontais, comprovando que pórticos de pilares alinhados com vigas se comportam melhor às ações horizontais.

Na análise dos resultados de momentos fletores de cálculo das vigas pode-se perceber a importância do modelo de análise estrutural adotado conforme a concepção estrutural, por exemplo, o modelo de vigas contínuas funciona muito bem no exemplo 1, se comparado somente aos modelos sem consideração da ação do vento, isto se deve ao fato de que se tratar de um modelo onde praticamente todas as vigas se apoiam em pilares, porém, é preciso ter cuidado no caso de este modelo ser usado na validação de resultados em modelos que considerem a ação do vento, podendo ser comparado neste caso com vigas mais próximas a cobertura.

Já nas análises dos resultados das vigas do exemplo 2 percebeu-se que os modelos de viga contínua e pórtico H não funcionam tão bem como no exemplo 1, por se tratar de um modelo com “efeitos de grelha”, neste caso deve-se usar os modelos de grelha em validações de resultados de modelos mais complexos.

Outra forma de validação dos resultados dos modelos é verificando o equilíbrio de momentos fletores em modelos diferentes submetidos aos mesmos carregamentos, ou seja, se os momentos negativos aumentam em módulo, consequentemente, o momento positivo do mesmo tramo deve diminuir.

Para finalizar tem-se visto a facilidade que os softwares de cálculo estrutural como Eberick e TQS fornecem hoje em dia, com isso a etapa de análise estrutural em muitos casos passa sem nem ser verificada, portando este trabalho mostra-se de grande aplicação prática, comprovando a importância do conhecimento técnico ao se operar softwares complexos como estes.

7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos na área de análise de estruturas, o que pode ser feito é a comparação não só de momentos fletores de cálculo, mas também das armaduras e das flechas em diferentes modelos de análise estrutural. Também podem ser desenvolvidas análises estruturais em outros elementos, como pilares e lajes.

Em relação a concepção estrutural pode ser feito um estudo considerando diferentes concepções para um mesmo projeto arquitetônico e avaliar qual se comporta melhor às ações horizontais e verticais, podendo ser testado neste caso diferentes formatos de pilares.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**, 1988.

BACARJI, Edgar. **Análise de estrutura de edifícios: projeto de pilares**. 1993.187f. Dissertação (Mestrado em estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Estruturas de Concreto Armado I: Notas de Aula**, Unesp, Bauru, São Paulo, 2010.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: segundo a NBR 6118:2014**, EdUFSCar, São Carlos, Vol 1, 4ª Edição, 2015.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**, Editora Pini, São Carlos, Vol 2, 1ª Edição, SP:2010.

DIEGUEZ, Adriana Botelho; COSTA, Flávio de Oliveira. **Apostila para utilização passo a passo do SAP2000, para projetos de edifícios de Concreto Armado**, versão 8.3.5, UNICAMP, Campinas, 2004.

IBRACON. **Comentário técnicos e exemplos de aplicação da NB-1 (NBR 6118:2003 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento)**. São Paulo, SP:2006.

LORIGGIO, Daniel Domingues. **Notas de aula - Disciplina de Análise Computacional de Estrutura**. Universidade Federal de Santa Catarina, 2016.

PINHEIRO, Libânio Miranda. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**, Universidade de São Paulo, 2010.

KIMURA, Alio. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo: Pini, 2007.

ANEXOS

ANEXO A – TABELAS DE REAÇÕES DE APOIO EM LAJES COM CARGA UNIFORME

Tabela A-5

REAÇÕES DE APOIO EM LAJES COM CARGA UNIFORME

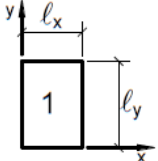
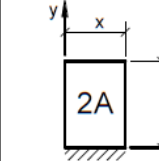
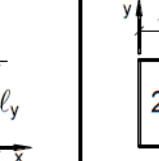
$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$	Tipo								$\lambda = \frac{\ell}{\ell_x}$	
										
	v_x	v_y	v_x	v_y	v'_y	v_x	v'_x	v_y		
1,00	2,50	2,50	1,83	2,75	4,02	2,75	4,02	1,83	1,00	
1,05	2,62	2,50	1,92	2,80	4,10	2,82	4,13	1,83	1,05	
1,10	2,73	2,50	2,01	2,85	4,17	2,89	4,23	1,83	1,10	
1,15	2,83	2,50	2,10	2,88	4,22	2,95	4,32	1,83	1,15	
1,20	2,92	2,50	2,20	2,91	4,27	3,01	4,41	1,83	1,20	
1,25	3,00	2,50	2,29	2,94	4,30	3,06	4,48	1,83	1,25	
1,30	3,08	2,50	2,38	2,95	4,32	3,11	4,55	1,83	1,30	
1,35	3,15	2,50	2,47	2,96	4,33	3,16	4,62	1,83	1,35	
1,40	3,21	2,50	2,56	2,96	4,33	3,20	4,68	1,83	1,40	
1,45	3,28	2,50	2,64	2,96	4,33	3,24	4,74	1,83	1,45	
1,50	3,33	2,50	2,72	2,96	4,33	3,27	4,79	1,83	1,50	
1,55	3,39	2,50	2,80	2,96	4,33	3,31	4,84	1,83	1,55	
1,60	3,44	2,50	2,87	2,96	4,33	3,34	4,89	1,83	1,60	
1,65	3,48	2,50	2,93	2,96	4,33	3,37	4,93	1,83	1,65	
1,70	3,53	2,50	2,99	2,96	4,33	3,40	4,97	1,83	1,70	
1,75	3,57	2,50	3,05	2,96	4,33	3,42	5,01	1,83	1,75	
1,80	3,61	2,50	3,10	2,96	4,33	3,45	5,05	1,83	1,80	
1,85	3,65	2,50	3,15	2,96	4,33	3,47	5,09	1,83	1,85	
1,90	3,68	2,50	3,20	2,96	4,33	3,50	5,12	1,83	1,90	
1,95	3,72	2,50	3,25	2,96	4,33	3,52	5,15	1,83	1,95	
2,00	3,75	2,50	3,29	2,96	4,33	3,54	5,18	1,83	2,00	
> 2,00	5,00	2,50	5,00	2,96	4,33	4,38	6,25	1,83	> 2,00	

Tabela elaborada por PINHEIRO (1994) conforme NBR 6118.

$$V = v \frac{p \ell_x}{10}$$

p = carga uniforme

ℓ_x = menor vão

(*) os alívios foram considerados pela metade, prevendo a possibilidade de engastes parciais.

